



TITLE:

水源汚濁からみた都市給水システム
の弾力化に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

住友, 恒

CITATION:

住友, 恒. 水源汚濁からみた都市給水システムの弾力化に関する研究. 京都大学, 1970, 工学博士

ISSUE DATE:

1970-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r1652>

RIGHT:

水源汚濁からみた都市給水システム
の弾力化に関する研究

昭和44年12月

住 友 恒

水源汚濁からみた都市給水システム の弾力化に関する研究

・

昭和44年12月

住 友 恒

序 文

水の存在は古代より常に人類に発展の歴史を与え、その発展は今日遂に水の全く存在しない月面への到達を可能にするまでに至った。その間、表面に現れる輝かしい諸成果に隠れて、水の重要性がともすれば忘れ去られてきたことも少なくない。わが国では歴史的にも水に恵まれてきた国情を背景として、戦後、水の価値認識を根本的に欠如したままに驚異的な経済発展をなしとげてきた。その結果として今日遂に多くの水問題が続出し、抜本的解決策が必要となってきた。単なる対策的処置では根本的解決にはなりえない段階にまで達したといっても過言ではないであろう。抜本的解決策を可能にするという意味では、わが国におけるそれぞれの人々が水の価値を再確認するという単純な原点から再スタートする必要がある。

人は失なわれた時に、あるいは得ることができないときにその真の価値を知るという。荒涼たる月面の征服がわれわれ人類に水の真の価値を認識させてくれる遠因にもなればと願うと同時に、今日の深刻な水問題からわれわれは少なくとも水の重要性を正しく認識し、来るべき将来に対処しなければならないと痛感せざるをえない。

水はダイヤモンドとの比較のもとに、その絶対価値と相対価値について論述される〔1〕ことが多い。安全無害な飲料水は人間生命の存続に絶対的に不可欠であるにもかかわらず、比較的容易に入手することができたところに、従来水の価値体系が確立されなかった最大の理由がある。さらに価値体系が確立されていないところに水問題解決の困難さがある。歴史的に見れば、水の取得方法は人類歴史の発端より常に試行錯誤的に個々の安定を見い出しつつ、発展してきた。特に、上水道は従来、飲料水を得るための手段として常に最優先的に取扱われる公共事業として、時代背景にもあまり影響されることなく比較的安定した発展を続けてきた。この給水方式では、多数の住民生活が直結するので、絶対的な安全性と同時に住民の利益を護るという意味での合理性が要求される。この安全性と合理性という一見相反する二側面の追求が、従来ともすれば、公共事業の一つの特質でもある決定過程の不明確さの中に埋没され、うやむやにされてきたことも少なくない。公共事業の決定過程が住民の意図に基盤を置く以上、その多様性と不明確さは不可避であるかもしれない。しかし、いずれにしても、利用者は当然の供給としてこれを楽しみ、供給側は最高の安全性をモットーにしつつ需要量を100パーセント満たすことを当然の責務と考え、ともすれば両者が安易な惰性に陥ってきたかもしれない。水の価値体系が未確立である上に、上水の保有すべき安全性と公共事業としての特殊性が上水の真の価値を過大・過小なく正しく評価することを困難にしてきたようであるが、今日のように他用途への水利用が種々の圧迫を受け

る段階を迎えた状態で上水道のみが常に特別視され、旧態然としていることは許されない。他用途用水との対比のもとに、社会的にも正しく価値評価され、上水道といえども切詰めるべきは切詰め、伸ばすべきは思いきって伸ばしてゆかなければ社会全体の水問題解決はありえないであろうし、また上水道自体の真の発展もありえない。

そしてまたいかなる発展、合理化も現況を正しく把握することこそ基本であり、あらゆる分析が合理化に直結してくることはいうまでもないだろう。

謝

辞

本研究は筆者が昭和37年研究開始以来約8ケ年の研究成果から標題に共通する部分を取りまとめたものである。その間、在米期間を含め多数の人々の指導と協力をえて今日に至りえたことに対し、感謝の念を深くする。なかでも、研究生活の大半は京都大学工学部衛生工学教室にて、当教室諸先生方の折にふれ温かい御指導を得て成就しえたことを明記し、ここに謝意を表わす。特にその間、研究を発展させる上で日々末石冨太郎教授からなみなみならぬ御指導、御鞭撻を受けてきたことをここに特筆し、心から深く感謝の意を表わす。同時にまた、筆者、学生時代より今日に至るまで終始、合田健教授から研究内容についてはもとより、広く衛生工学者の使命、研究 criteria といった面にまで常に指導を受けつづけてきた。ここに慎んで感謝の意を表わす。

第Ⅰ編の水源水量水質配分の総合計画研究については、わが国衛生工学分野における計画学の開拓者ともいいうる末石教授の思考法、開発手法を基調に、発展的検討を加えたものであり、第Ⅱ編は同教授の主要研究課題を研究グループの一員として分担、検討を加えてきた結果によるものである。各所に同教授より示唆された方向性が包含されている。特に、従来、定常運用を絶対条件としてきた給水システムの動的化への方向性は同教授の問題提起によるもので、本研究に取り上げる弾力化はその第1歩をなすべく筆者なりにとりまとめたものである。改めて謝意を表わす。

さらに1ケ年にわたり筆者はSyracuse大学、Dr. Nelson L. Nemerow 教授の指導を受けることができ、特に計画背景の計画化という面で多大の教えを受けたことをもここに明らかにし、謝意を表わしたい。また、間接的には、筆者自分なりに高松武一郎教授より、氏の論文などを通じて新しい型のエンジニアリングセンスを日々学んでいる。本論文にそれを十分生かすには至りえなかったが、これを機会に感謝の意を表わしておきたい。

最後に、本研究遂行に当り、研究室各位から種々協力をえたこと、あるいは学友宗宮、北尾、内藤各氏より常に鞭撻を受けてきたことに対しここに感謝の意を表わす。また、本文原稿清書段階で大学院、海老瀬潜一氏、技官、柴田善久氏に多大の援助を受けたことに対しても感謝の意を表わす。

水源汚濁からみた都市給水システムの弾力化に関する研究

目 次

序 文

謝 辞

目 次

緒 論

1. 水源汚濁と都市給水基本問題	11
2. 本研究アプローチ	13
3. 上水道の基本的特徴および問題点	15
第1編 都市給水用水源の水質供給能分析	17
— 水源汚濁からみた都市給水システム弾力化の必要性 —	
第1章 広域水源汚濁の分析概説	19
I-1; 広域水量水質分析による水源能力の分析	21
第2章 水量・水質広域供給均衡の総括分析	23
2・1節 概 説	23
2・2節 用水の需要と供給の総括分析	23
2・3節 用水需給における経済性要因の分析	31
2・3・1 水質の需要価格	31
2・3・2 工業生産と用水の水質・水量需要の関係	33
2・4節 用水需要における経済的な水質・水量配分の考察	37
2・4・1 需要水量の合理性	37
2・4・2 合理的な水量・水質配分	40
2・4・3 水量・水質配分合理化の進展	42
2・5節 結 語	43
第3章 水量・水質配分の合理化と水源供給能分析	45
3・1節 概 説	45
3・2節 水量・水質配分計画の合理化	45

3・2・1	計画法の基本概念	46
3・2・2	計画法の実用化とその解法	49
3・3節	水源能力の評価	53
3・4節	水源配分と水源評価の例	59
3・4・1	例－1	59
3・4・2	例－2	64
3・5節	結　　語	69
第4章	広域水源の水質供給能総括分析	71
4・1節	概　　説	71
4・2節	汚濁指標の試算	72
4・3節	相対的水質表示の補正考案	78
4・4節	多項目水質の相互関係と汚濁指標の今後の問題	80
4・5節	淀川水源の水質評価	82
4・6節	結　　語	85
I－2	；水源水質維持法の分析	87
第5章	広域水源の維持水質基準化に関する分析	89
5・1節	概　　説	89
5・2節	広域水源水質規制の計画理念	89
5・3節	広域水質基準制定計画理念の具体化考察	93
5・4節	広域水質基準制定基本計画の具体化例と考察	98
5・4・1	Delaware 河の流況と計画モデルの作成	99
5・4・2	数値解とその考察	102
5・4・3	基準制定に伴なり水源への汚水放流量	104
5・4・4	基本計画への水質変動の考察	107
5・5節	結　　語	110
第6章	水源規制水質の監視・制御効果の分析	112
6・1節	概　　説	112

6・2節 水源水質の監視と制御のシミュレーションモデル.....	113
6・2・1 現象総括的把握のためのシミュレーションモデル.....	113
6・2・2 Delaware河シミュレーションモデル.....	117
6・3節 シミュレーション効果による水質規制効果の定量.....	120
6・4節 水源水質規制法と水質変動の相関考察.....	128
6・5節 水源水質の規制限界と都市給水システム合理化の課題.....	132
6・6節 結 語.....	133
第7章 第I編結語.....	135
第8章 第I編附録；水源水質維持費用に関する補足検討.....	141
8・1節 概 説.....	141
8・2節 処理費用の合理性評価の検討.....	142
8・2・1 処理効率の経済性.....	142
8・2・2 処理施設の経済的構成について.....	146
8・3節 総水質維持費用の分担配分の考察.....	156
8・4節 結 語.....	159
第II編 都市給水システム弾力化のための基礎分析.....	161
第1章 都市給水システム弾力化の概説.....	163
II-1；都市用水需要の弾力性分析.....	167
第2章 上水需要の時間変動に関する特性分析.....	169
2・1節 概 説.....	169
2・2節 水需要行動と需要発生の相関考察.....	169
2・3節 需要時間変動モデルの考察.....	171
2・3・1 標準需要パターンのモデル化.....	172
2・3・2 一般需要パターンのモデル化.....	175

2・3・3 モデルに基づく変動基本特析の分析	178
2・4節 わが国における需要時間変動の総括分析とモデルの検証	180
2・5節 需要発生特性と弾力性	185
2・6節 結 語	191
第3章 上水需要長期変動の特性分析	193
3・1節 概 説	193
3・2節 長期需要変動のモデル考察	194
3・2・1 長期変動因子の検討	195
3・2・2 長期需要の数式モデル	196
3・3節 モデル分析による需要特性分析	199
3・4節 わが国における上水需要変動の分析と考察	207
3・5節 水に対する価値感が関連する需要変動の弾力性	214
3・6節 結 語	219
Ⅱ-2; 浄水施設浄化能の弾力性分析	223
第4章 沈殿処理能の弾力性分析に関する研究	225
4・1節 概 説	225
4・2節 沈殿機構からみた沈殿能力変動に関する基礎実験	226
4・2・1 フロック濃度と干渉沈降速度の相関実験	227
4・2・2 フロック濃度と沈殿能力変動の相関考察	235
4・3節 沈殿池流動からみた沈殿能力変動に関する実験研究	236
4・3・1 流動に伴なり沈殿能力変動に関する理論的考察	236
4・3・2 理論検証流動実験	245
4・3・3 中間プラント沈殿池流動実験	251
4・4節 沈殿能力の弾力性	260
4・5節 結 語	265
第5章 ろ過処理能の弾力性分析に関する研究	267
5・1節 概 説	267

5・2節	ろ過機構からみたろ過能力変動に関する基礎実験	268
5・2・1	砂ろ過浄化機構に関する従来の研究	268
5・2・2	濁質の砂層内挙動に関する基礎実験	270
5・3節	砂層内流動からみたろ過能力変動に関する検討	274
5・3・1	ろ層内流動の微視的考察	274
5・3・2	ろ層内Channel流動のモデル化	276
5・3・3	Channel流動の検証実験	279
5・4節	ろ過能力の弾力性	290
5・5節	結 語	291
Ⅱ-3	弾力的都市給水システムの設計・管理の基礎	293
第6章	弾力的施設設計に関する研究	295
6・1節	概 説	295
6・2節	弾力的施設における弾力性配分設計	296
6・2・1	弾力性の定義とその伝播	296
6・2・2	弾力的施設のシステム合成	300
6・3節	弾力的施設の総括分析および同次化設計	313
6・3・1	システム内微小変量の分析	313
6・3・2	弾力的施設の同次性分析と同次化設計	316
6・4節	弾力的施設の経済的設計について	322
6・5節	結 語	323
第7章	弾力的給水管理に関する考察	325
7・1節	概 説	325
7・2節	既存浄水システムにおける弾力性の伝播管理	325
7・3節	需要増に対する給水管理指標の考察	334
7・4節	今後の給水管理に関する展望	339
7・5節	結 語	341

結 論

1. 第Ⅱ編結論	345
2. 本研究で得られた主な成果	347
3. 残された問題点	349

第8章 附録；

微小変量分析による上下水道系統特性解析と計画合理化に関する手法考察	351
8・1節 概 説	351
8・2節 因果・交換関係における微小変量の分析と評価	353
8・2・1 限界量の定義と一般的特性	353
8・2・2 因果関係における限界量の評価	356
8・2・3 交換時における限界量の評価	357
8・3節 多変数システムにおける微小変量分析	359
8・3・1 一般多変数システムにおける微小変量分析	359
8・3・2 多変数システムの合理化と微小変量分析	360
8・4節 微小変量分析の応用性に関する考察	363
8・4・1 限界量の定量・定式化の分析	363
8・4・2 多変数限界量の配分の分析	368
8・4・3 微小変量分析の応用拡大に関するその他の考察	368

第9章 附録；

第Ⅱ編に関する2, 3の補足研究	371
9・1節 特殊行動に伴なり需要時間変動	371
9・2節 浮遊フロクの比重測定法 提案	380
9・3節 流入負荷変動のある施設の経済的設計	385

1. 水源汚濁と都市給水基本問題

従来の給水実績から主な都市給水の問題点を探ってみれば例外を除き、特定期間の断水、節水、水圧不足、あるいは水質悪化などが主要な問題で、必らずしも国民生活が脅かされている程にも見えない。ただ、都市給水用とはいえ新規水源を獲得することは水質的にも水量的にも極めて困難になってきていることは明白である。水源は脅かされてはいるが、ひとたび給水が開始されると供給者は安全な給水、豊富な給水に専念し、需要者はこれを当然の供給として受けとめ、安価な料金でふんだんな利用を行ない、水が水であることを忘れることさえ少なくないようである。今日の水不足問題を念頭におきつつ広く水資源の効果的利用という観点からこの都市給水の現状をみれば、大きな疑問に直面せざるをえない。たとえばふんだんな水利用を認めたままの旧態然たる需要に対し、水源のみが合理的な配分あるいは保全に努めなければならないのかとか、水源合理化の必要性を取水以後の上水道システムでも分担しなければならないのではないかなどは直面する最大の疑問であろう。

本来、水環境における問題は種々の型で給水法自体の問題として当然伝播してくるはずであるにもかかわらず、上記の例にみられるような断絶あるいは片寄ったしわよせが見られるのは給水関係者が水環境全般における諸問題を正しく把握していないかあるいは対岸の問題とみなしているのか、既得権に乱用があるなどの理由によるものであろう。いずれにしてもこの種の断絶を放置すれば近い将来水源の決定的不足を招き、いかなる対策も後手にまわることを予測できる。あるいはまた、基本的な問題として公共都市給水における給水確保、安全性の確保さらに合理性の追究に関する考え方に根本的な誤りがあるかもしれないなど直面する問題は多く、かつ重大である。具体的な現実問題として水源が脅かされ、無批判な伝統の追従が許されない段階を迎えるに至った例として、たとえば、去る10月30日朝日新聞(夕刊)は“今日の問題”欄にほほ次のように報じている。「東京都水道局は昨日二淨水場での取水を遂に一時停止した。水質汚濁による水道の被害は全国各地でふえている。しかも汚濁の原因や被害の現れ方が複雑になってきた。飲料水が水質汚濁によって被害をうけた場合、塩素などの薬品をふやして処理されることが多いが、ひどい時には取水の停止、制限あるいは給水の停止、制限がおこなわれる。厚生省の調べによると39年4月から42年末までに取水および給水の停止、制限は全国で約80件に達している。地域別にみると大阪府が圧倒的に多く淀川のよごれがとくに目立っているという。」幸か不幸か

今日の深刻な社会的・水不足問題が水利用全般に価値認識にまでさかのぼる根本問題を投げかけていると同時に、伝統的上水道技術に対しても根本的再検討を問いかけていると受けとめざるを得ない。特に、公共事業自体の合理化の問題をはじめ、給水の価値、安全性、合理性に関する解明すべき主要な問題も多いものと推察される。

こういった水質汚濁問題に対する対策は排水放流規制や広域汚水処理対策が中心となり、汚水の水源への放流を何らかの形で規制してゆくところにある。ところで、こういった問題に直面して水道関係者がなすべきこととしては、上記汚濁防止対策に協力することは当然のこととして、基本的には次の2通りの方向に向って独自の問題解決策に当らなければならないであろう。ひとつは上水道諸条件に従来の伝統的かつ安定した発展をはかりつつ、水源配分の合理化を計ったり海水を含む新水源の開拓の方向に努める。他は水源不足に対応するために無駄需要の排除など需要配分の合理化、あるいは高率浄水・給水をはかるなどの上水道システム内部問題の合理化推進である。ここには当然抜本的解決をめざして制約実績にもとづく従来の伝統を越えた再検討が含まれる。ただこれら両者の方向性は相互関連が不可欠で、一方を無視した型での真の問題解決はありえない。理想的には両者が密接な関係を保持しながら並行して検討されなければならないことはいうまでもない。

従来、必要な水量・水質の合理的な取水・処理・給水において、限られた経費でいかに所定の水質を保つかを技術的に解決することが衛生工学者にとっての一つの使命とされ、研究方向も施設の維持、保全に重点がおかれてきたという〔2〕。

これはあくまで受身としての使命であり、必要な需要水量が算定され、所定の経費で、所定の需要水質をいかに実現するかに終始する。しかし、最近の水不足の進展度を飲料用以外の用途をも含め総合的にみれば、問題は更に深刻で、今後将来のためにも至急抜本的解決策が必要となることが明白である。単に受身として、諸条件が設定された枠内での合理性追求にとどまらず、さらに積極的かつ総合的に真の合理性を追求してゆかなければ根本問題の解決にはなりえない段階にまで達したといっても過言ではないだろう。つまり従来、必要とされ、所定とされてきた諸設定条件自体の合理性・妥当性の追求、再検討にまで逆のほらなければならない。安全性についても同様で、従来要求されてきた安全性の妥当性についても総合的に再検討されなければならない。今や水に関する衛生工学技術者の使命は拡大されている。需要水量・水質の妥当性を正しく認識評価した上で、その必要度に応じて合理的に取水、処理、給水しなければならない、その合理性の検討は常に、水源から需要先を結ぶ総合システム全体からの評価にもとづくものでなければならないだろう。

2. 本研究アプローチ

本研究は、都市給水法の抜本的合理化を前提としながら現況の位置づけ、合理化の方向性を分析してゆくものである。すでに記したように、今日上水道の直面する問題点は単なる個々の技術問題にとどまらず根本的な水の価値論あるいは公共事業としての事業体制そのものに逆のぼともいえるようである。抜本的合理化を指向する場合、問題を単に上水道の問題としてある限られた枠内での検討にとどまることなく、広く社会の水問題として広範な再検討が不可欠となろう。したがって、多種多数の需要および多数の水源からなる広域水環境システムに注目し、システム全体の均衡合理化およびその維持の検討がまず重要である。さらに全体システムの均衡合理化のみで解決しうる問題には限度があるので、さらに徹底した合理化が必要な場合はシステムを構成する要素自体の改善・合理化も同様に重要となる。つまり、上水道をとりまく一連の水環境を図1.1に示すように全体システムとサブシステムとしてとらえ、上水道を全体システムを構成する一サブシステムとみなせば、上水道の合理化問題としては広域全体システムの合理化を通じて成就しうる部分と単独に一サブシステムの内部問題として

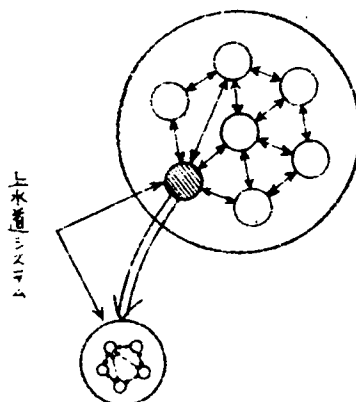


図1.1 広域水環境システム概念図

合理化すべき問題とがあろう。前者の検討は水環境を合理的に安定しうるのをはじめ水源確保など上水道の外的制約を合理的に排除しうる。しかる後、後者の上水道システム内部での種々の合理化に目を転じうるが、このとき前者の検討結果から上水道が課せられている問題点、あるいは合理化すべき方向性などを明確に把握しうるようになる。

両者の均衡合理化を検討し、その過程で現況合理化の程度を現況分析値として把握してみたい。さらに加えて、従来水源あるいは需要の分析は比較的それぞれ単独に行なわれたことが多いので、本文に示すような広域的に共存する多数の水源、需要の総合評価の方法は方法論的にも興味あるものになりうることを期待している。

さて、需要と供給の均衡合理化を目的としつつこれらを総合的に分析・評価してゆく場合、水量・水質配分の均衡に関し、次の4段階に分類して検討を進めるのが好ましいであろう。(1). 均衡状況の数値表現に関する検討。(2). 均衡を合理化するための検討。(3). 合理的均衡を維持する

ための検討。(4)、合理的均衡時の均衡構成要因自体をさらに改善、合理化するための検討。

たとえば(1)としては濁度、BODなど種々の水質指標値あるいは水量資料を用いた現況表示に関する検討など、(2)としてはあらゆる水量・水質配分合理化に関する検討で、合理的な水源選定に関する検討など含まれる。(3)は合理化の検討を行なった後いかにその合理的な方法を維持してゆくかに関する検討で、(4)は上記(2)、(3)の検討後さらに合理化が必要な場合に、均衡構成因子たとえば水源水量、水質あるいは需要水量、水質などの個々の因子を再検討、合理化してゆく検討を指す。

したがって広域的な需要と水源能の均衡に注目して水環境における水量水質配分を上記(1)から(4)に示す順序で分析してゆけば、広域的需給均衡の現況把握、その合理化の方向性、さらに合理的な均衡維持・保全のための条件へと検討を深めてゆくことができるはずである。この段階まで広域水量水質配分を分析かつ合理化することができればその広域圏内での都市給水の位置づけは明確となり合理的な水源の選定、水源確保の条件さらには都市給水法自体の合理化すべき問題点も明確になるはずである。さらにこの段階を越えた合理化が必要な場合は(4)に示したように既存の給水技術の発展・合理化とか需要水質要求の緩和、需要水量の圧縮など、それまで固定化された条件の変化、合理化が必要となり、二段階目の合理化が問われることになる。どの種のどの程度の二段階目の合理化が必要かについては、先の合理化の結果から示唆をうけうるはずである。

したがって本研究の内容は広域的水量水質均衡分析を中心とする水環境全体の合理化の検討およびその中での上水道の合理的な位置づけに関する総括的検討と上水道システム独自の合理化に関する具体的な技術論的検討とに内容的に二分される。論旨を明確にするために論文を分割し、前者を第Ⅰ編とし、後者を第Ⅱ編とすることにした。一方が他方を補足するという型でなくあくまで両者は不可分で、両者を通じてはじめて一つの論旨を展開しうるものと期待している。ただ、一般的に言って合理性とか価値評価あるいは技術的可能性に関する議論の多くは種々計画段階で検討されることが多いので、本研究の議論の多くが計画論的にならざるをえない。計画論と実施論の混用はともすれば現象の把握精度その他論旨に誤解を招き易いので、ここでは積極的に計画論に焦点を絞り計画論としての特徴を具えた議論にしたい。一つの現象の取上げ方にしても極力忠実に現象を把握せんとする現象論とは若干性格を変え、現象の諸特性を全体の計画対象からいかに把握するかに重点を置く。

したがって関連問題を常にふまえておくことが重要となり、関連事象の相関を明らかにすべく、技術の関連性、総合性を基盤として問題を把握する。また、計画論として議論を進める以上、公共事業計画における最大の課題である公共意志の取り扱いを極力明確にする必要もある。公共意志の平均的すう勢を取り上げてゆく追従実現計画としてかあるいは公共に目標を与え思考の機会

を与えてゆく誘導実現計画としてか、いずれの立場からの議論かを明確にしながら今後の都市給水法を検討してみたい。

3. 上水道の基本的特徴および問題点

以上述べたように、広域水環境における均衡合理化はいずれ構成因子である都市給水システムとしての上水道に波及してくるはずである。ところで上水道は、周知の通り、人間生命あるいは健康に直接関連する公共事業として多くの特徴を持つ。さらに従来上水道は水源獲得など外的制約をほとんどうけない状態で発展してきているので上水道としての要求はほとんど無批判にかつ伝統的に実現されてきているものといえる。その間上水道システム内部に蓄積された水環境からみた相対的非合理性は無数にあるはずである。さらに多数の人間生命との関連から、ともすれば安全性に対する過大評価を生み、絶対的な非合理性も多数包含しているようでもある。こういった背景から生み出された上水道最大の特徴を貫習と伝統の踏襲にあるといっても過言ではない。上水道の歴史が長くかつ安定してきたところから、その計画段階における公共住民の意図・願望は特に改めて調べるまでもなく、それまでの実績を辿ることによって実施実現されるものとみなされてきたようである。したがって従来の計画の基本は常にそれ以前の実績に基く、将来に向けての外挿法的延長であった。したがって実績が実績を生み出す型で徐々に発展してきたので、それぞれの段階で伝統、貫習が残されてきているといえる。表現を変えれば、計画案は実績としての公共意図の追随型をとり、追随が公共意図を誘導する型をとってきたことが従来の上水道計画の最大の特徴であろう。この種の計画で従来特に大きな問題も発生せず、徐々にではあるが安定した発展を続けてきたので一見特に問題がないようにさえ見える。上水道の最大の問題は常に安全性と経済性の合理的安定といわれながらも何ら明確なる解答を見い出しえないのにも一つに上述の歴史的背景が関連している。基本的には末石が強調する〔3〕ようにいかなる実績もそれ以前の実績という制約に枠づけされたいわゆる制約実績であり真の実績か否かが不明になることである。異質の水需要が出現した場合、それ以前の需要実績に立脚した給水法はこれを賄うことはできず給水対象から除外される。そしてこれを除外した実績が次の計画の基本となり新たに出現した水需要に対する対策が給水計画に組み入れられる機会を失なうことにもなりかねない。極言すれば、何が問題であるのかさえわからなくなり、常に何ら問題がないかのようになさ錯覚してしまふ。歴史と伝統が長ければ長い程、上述のひずみが集積されている可能性が強く、特に問題がない場合でも従来実績に基く思考に疑問が残る。今日、上水道も水源が脅かされ、伝統的追随が許されない段階を迎えるに至った以上、問題解決の方向としては第Ⅰ編に示す合理化の検討に加えて、必要に応じて制約実績にもとづく従来の上水道システムを徹底的に再検討してゆく必要

がある。したがって伝統的給水法の追従の中から誘導を見い出してゆくことを重視し、具体的には第Ⅰ編での合理化に対応して従来の給水実績の中に微少なりとも変化し合理化しうる要因が存在するか否か注目することがきわめて重要である。特に従来の計画で制約条件とみなされてきた諸因子の積極的合理化が重要である。つまり、第Ⅰ編での検討結果などから提示されるそれぞれの問題に直面する都度、従来の伝統の中に固定概念化している諸制約事項を常に再検討しながら合理化をはかってゆくこと、すなわち本研究でいう広義の弾力化が重要となる。

第Ⅰ編 都市給水用水源水質供給能の分析

—— 水源汚濁からみた都市給水システム弾力化の必要性 ——

第一章 広域水源汚濁の分析概説

すでに述べてきたように、本論文では都市給水法の合理化を前提に、上水道をとりまく水環境全体の合理化を総括的に論じ、都市給水に対する外的制約条件の再検討および都市給水法自体の合理化の方向性を探ることを最大の目的とする。第Ⅰ編では具体的に、給水に不可欠かつ現在最も問題の多い水源の合理的選定・確保について総括的に分析を加えてゆく。飲料用以外の水需要を含むすべての需要と利用可能な各種水源を広域的に取り上げ、そこでの水量水質需給均衡の分析あるいは水量水質配分の合理化を総括的に検討する。表現をかえれば需給能の相対的評価に努め、広域水環境における都市給水の位置づけを明確にすることでもある。

第Ⅱ編ではこの第Ⅰ編の検討結果に立脚して上水道システム自体の合理化すべき具体的な技術論的検討に重点を置くので、特にここではまず水環境全体の合理化をはかると同時に水環境の全般的特性を明確に把握してその特性を都市給水問題と密接に関連づけておくことが重要である。つまり、第Ⅱ編に取り上げる具体的な浄水・給水技術合理化の意義を明確に位置づけしておくことも必要である。

具体的には第2章で都市用水の水量・水質需給の現況分析およびその合理性について総括的な考察を行ない、第3章では、広域的に多数の水源および需要が共存する場合の合理的な水量水質配分法の検討と同時にそれぞれの水源と需要の相対評価について論ずる。第4章では、特に水源水質状況の分析あるいは評価に焦点を絞り、広域需要の要求水質に基き水源はいかに評価されうるかを検討する。第5章では、水源水量水質配分合理化の一環として水源水質の維持、保全法について検討し、合理的な水源維持水質値の基準化およびその水質保全などについて検討を加える。以上の広域水量水質の合理的配分の検討から合理的水源選定、およびその保全法について総括的にはあるが一つの方向性を決定することができる。都市給水用水源としていかなる水源を選定し、これをいかに保全するべきかも同時に決定しうるので、しかる後その決定に対応した都市給水としていかに取水、処理、給水すべきかの検討が残されることになり、第Ⅱ編で検討すべき問題は明確になる。さらに水源の選定、保全に対応して、需要が量的にも水質的にもいかに合理化されるべきかも示唆される。

I - 1 ; 広域水量水質分析による水源能力の分析

第2章 水量・水質広域需給均衡の総括分析

2・1 節 概 説

河川水その他公共水域における水質汚濁の進行が利用可能な水源を年々制限し、大きな問題となっている。水量的には特に問題のない水源も少なくないが、水質上の制約によって利用できないという場合も少なくない。本章では、用水の需給関係を水質面から取り上げ、現状分析すると同時にさらに若干の経済的考察を加えて現状用水需給の合理性をも検討してみる〔2.1〕。

すなわち、水源問題、用水配分問題などの地域的な計画において、用水をいかに評価してゆくべきかに一つの方向を示すことを目標とし、前章緒論でも述べたように需要と供給の均衡特性を重点的に分析してみる。ただ水質に関する需給特性に注目して需要水質を問題にする場合、現在上水道で大部分の供給を受けている生活用水（あるいは家事用水）については一括上質水の利用を行なっているので水質需要特性は調査資料も少なく明確にしがたい。末石、山田ら〔2.2〕によって現在精力的にこの方面にも調査が重ねられているが現段階ではひとまず生活用水に関する水質需要特性を一律に取扱わざるをえない。したがって現段階での水質需要特性の分析にあたっては需要水質に多様性のある工業用需要の分析に重点をおかざるをえないが、基本的にはいかなる需要についても全く同様に検討しうるので、資料が集積次第以下と同様の検討を行なってより広範な需給均衡特性を明示することができるはずである。

2・2 節 用水の需要と供給の総括分析

用水需要は多岐の用途にわたり、それぞれに特異性があり一概に論ずることは困難である。各用途が必要とする水質すなわち需要水質にも大巾に差異がある。たとえば工業用需要の場合、家事用上水需要と本質的に区別される点も少なくない。各用途は従来大別してボイラ用、原料用、製品処理および洗浄用、冷却用および温調用などに分類するのが一般的とされ、わが国における

表 2・1 用途別単位水量

用 途	単位水量	使用回数	用 途	単位水量	使用回数
1. 手洗・洗面	9.6	10.2	7. 散 水	32.9	0.3
2. 食事準備	17.4	3.0	8. 風呂注水	142.4	0.5
3. 食事片付け	26.5	3.0	9. 入 浴	38.0	1.6
4. 飲 料	11.7	3.7	10. 水洗(大)	19.3	3.4
5. せんたく	126.0	0.8	11. 水洗(小)	14.8	11.6
6. そ う じ	35.6	0.8	備 考	1/回	回/日栓

各用途別需要実績は表 2.1 に示すごとく発表されている〔 2.3 〕。これら各用途に要求される水質は許容水質基準値として表わされ、表 2.2 に示す各基準値例から工業用としていかなる水質が

表 2・2 工業用水許容水質基準値の例(各、二例)

項 目 用 途	濁 度 (mg/l)	色 度 (度)	pH	KMnO ₄ 消 費 量 (mg/l)	蒸 発 残 留 物 (mg/l)	全硬度 (mg/l)	鉄 (mg/l)	マンガン (mg/l)	塩 素 (mg/l)
ボイラ補給用水	0.5 1.0	— 2.0	— ~11.5	— 3.0	— (500)	5.0 1.0	— 0.5	— —	25.0 —
原 料 用 水	2.0 2.0	10.0 5.0	— 5.8~8.6	— —	850.0 500.0	250.0 300.0	0.2 0.3	0.2 —	— 200.0
洗 淨 用 水	— 15.0	— 10.0	— 5.7~7.8	— —	— *	50.0 70.0	0.2 5.0	0.2 —	— 30.0
温 調 用 水	— —	— —	— —	— —	— —	0.5 0.5	0.5 0.5	— —	— —
冷 却 用 水	50.0 50.0	— **	6.7~7.5 —	60.6 —	150.0 —	50.0 50.0	0.5 0.5	0.5 0.5	30.0 —
最もきびしい 基準値(表中)	0.5	2.0	6.7~7.5	3.0	150.0	0.5	0.2	0.2	25.0

* 特に上限値はないので、文中、指標値の算定時、100,000 と仮定した。

** " " 5,000 "

表 2・3 わが国の工業用給水量(昭和 4 1 年度)

	公 共 水 道		淡水自家水源	回 収 水	海 水
	上 水 道	工業用水道			
水量(m ³ /日)	2,899,007	5,138,029	23,976,822	21,092,772	23,647,785

要求されているか推測できよう。一方、これらの需要を満たすべく、種々の方法で水が供給されているが、水源別あるいは給水法別にまとめた全国給水状況は表 2・3 に示す通りである。一般に、水源別に水質が異なるので、表 2・1、2・2 に示すような用途別、水源別分類は見方をかえれば、用水の需給量を水質の程度によって分類したものとみなすこともできる。ボイラ用、原料用などとして良質の水、あるいは冷却用など粗質水にいかん必要があるかを類推することができる。一方こういった需要に対し、上質水としての水道水、粗質水としての回収水、海水などをいかに供給しているかを知ることにもできる。供給水の水質例を表 2・4 に示しておく。本文では、用途、水源を水質をパラメータとして直結することによって水質の需要と供給を総括的にはあ

表 2・4 供 給 水 質 例

	濁 度 (mg/l)	色 度 (度)	pH	KMnO ₄ 消費量 (mg/l)	蒸 発 残留物 (mg/l)	全硬度 (mg/l)	鉄 (mg/l)	マンガン (mg/l)	塩 素 (mg/l)
上 水 道 水	0.2 0.0	1.3 2.1	6.7 —	1.6 3.6	48.5 —	29.6 —	0.07 —	0.0 —	7.2 16.5
工業用水道水	0.7 10.0	2.7 —	— 7.0	2.8 —	71.6 300.0	29.6 30.0	0.05 1.0	— —	8.1 —
自 地 表 水	3.8 22.5	— 23.8	7.2 —	2.6 7.3	40.0 84.9	11.2 30.0	0.18 0.5	— —	4.9 8.2
家 水 地 下 水	0.06	0.05	6.5	3.1	114.0	51.8	0.21	0.8	9.4
回 収 水	10.0 11.0	55.0 26.0	— 7.1	1.8 —	552.0 —	62.4 235.0	0.3 0.5	— —	20.0 780.0
海 水	— 26.0	— 100.0	7.8 —	— 10.0	35,100 24,700	— 3,290	0.02 0.6	— —	— 19,300

るが、追究しようという立場に立って分析を行なうものであり、厳密に何程々の問題を残すことは否定できない。

まず、表 2・1、2・2 の実績値を図示してみる。図 2・1 では横軸にとる水質として、既定概念や手法にとられることなく、表 2・5 にまとめるような定性的な定義づけを行なっている。ひとまずここではレベル 1 から 5 へと順に水質は悪化している。あるいは使用に不都合な水質とみなしてゆく。定性的な表現あるいは分類した水質表示では、各水質値の中間値たとえば水質 1.5 とは単に上水道水と工業用水道水の中間的な水質を指し、定量的な水質検討については後に記すことにする。

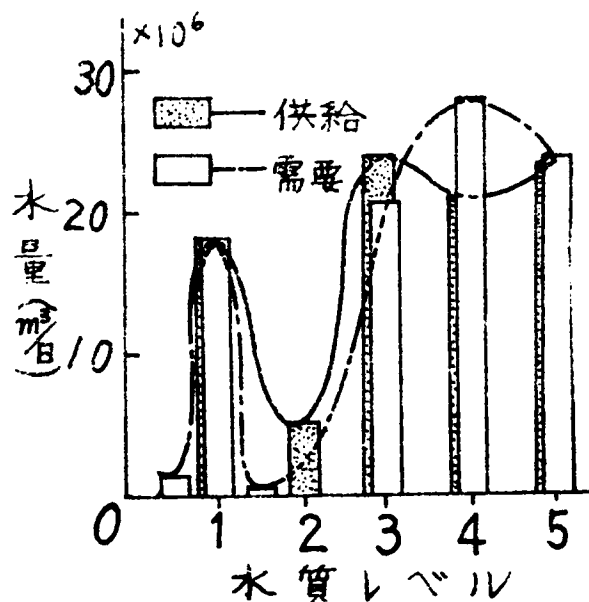


図 2・1-(a) 全国総需給水量

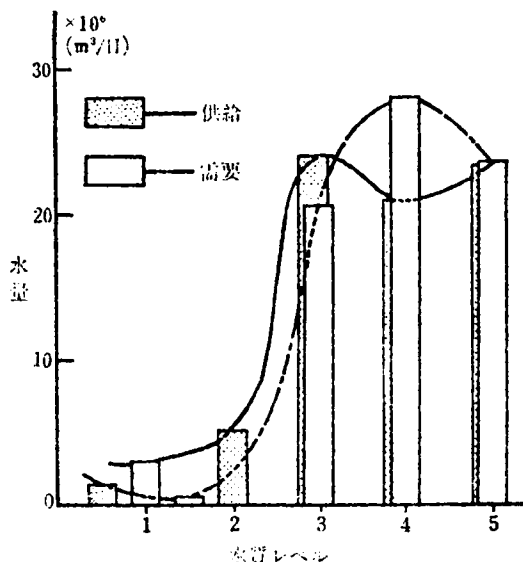


図 2・1 -(b) 全国工業用給水需給水量

表 2・5 定性的な水質表示

水質レベル	相当水質
水質 1	上水道水相当水質
水質 2	工業用水道水 "
水質 3	淡水自家水源水 "
水質 4	回収水 "
水質 5	海水 "

給均衡が全体の均衡特性を決定づけるのに重要な役割を持っているようにあるにもかかわらず、前述のように水質レベル 1 の上水需給均衡が現段階ではやや不明確であるので図のみから多くを論じえない。一方、工業用水需給のみを取り上げた図 2・1-(b) では定性的にはあるが比較的確な傾向を認めることができる。そこで需

要水質に注目した水量水質配分状況の分析を目的とする本章では都市用水需給のうちに、工業用需給について以下重点的に分析を深めてみることにする。

図 2・1-(b) に注目すれば、上質水では供給が需要を上まわり、粗質水では需要が供給を上まわっていることを指摘できる。いいかえれば供給された多量の上質水が粗質用途に利用されていることを示している。ただ工業用水道水（以下工水と略す）の水質を回収水水質と同時にみなせば、曲線の形状も変化し、比較的確衡した需給関係を示すようになることからみても、横軸としての水質のとり方に十分検討を要することはいうまでもない。参考のために、工水を水質 4 とみなした場合の需給曲線を図 2・2 として挙げておく。なおこれらの図は本来不連続でヒストグラム表示だけにとどめるべきものであるが、ここでは潜在需給量をも同時に表わす目的で曲線をも描い

昭和 41 年度におけるわが国の用水需給実績として上水需給、および工業用需給実績を上記方法で総括的に図示したのが図 2・1-(a) および図 2・1-(b) である。

図 2・1-(a) では上水道供給実績水量が供給・需要ともに等しく水質レベル 1 として記入されている。図 2・1-(b) は水質需要の不明確な上水道水を図 2・1-(a) から除き需要水質が比較的確な工業用需給実績のみを取り上げて図示したものである。

図 2・1-(a) では図から判断する限りでは水質レベル 1 での需

ておいた。

参考のためにこの表示法によってわが国の代表的な都道府県別の工業用需給実績を図2・3、2・4、2・5、2・6に示しておく。神奈川県では粗質水の需給量が多く、他の府県とは異なった特性を認めることができる。こういった需給特性を有する地域では用水不足対策に特に慎重でなければならず、他の平均的な地域と同様に供給方法を考えれば上質すぎる水のあるいは不経済な給水をする事になりかねない。末石らの主張する用途別給水の考え方〔2・2〕、〔2・4〕、〔2・5〕がまずこういった地域でより効果的であろう。大阪は古くから水の都ともいわれ伝統的にやや余裕のある水の使い方をしているものと想像され、家事用水としてもかなり余裕のある水使用があることを指摘されているが〔2・6〕が、工業用水においても図2・6から判断する限りでは粗質水の需要に対しかなり上質水を供給しているものと推論できる。

次に、以上に示した定性的な水質の需給関係を定量化して、より一般的な検討を試みてみよう。ただ表2・2および表2・4からも明らかごとく、多項目にわたる需要・供給水質を定量的に明確に区別することは容易でない。これらの表では各用水に共通する重要な水質項目のみをとり上げているが、その他にも個々に重要な項目があり、これらをいかに取扱いが問題も多い。たと

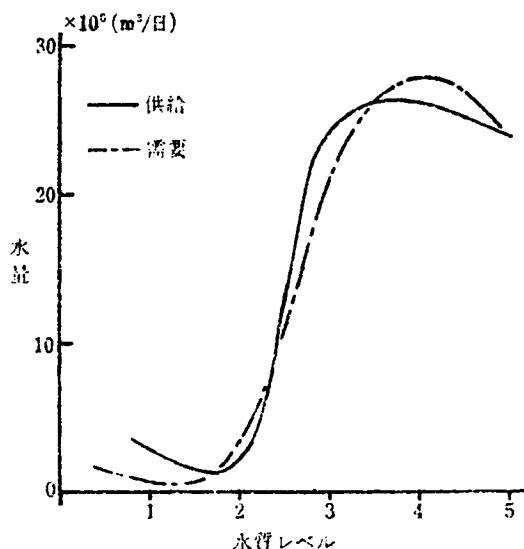


図2・2 工業水の水質4とみなしたときの工業用水需給関係

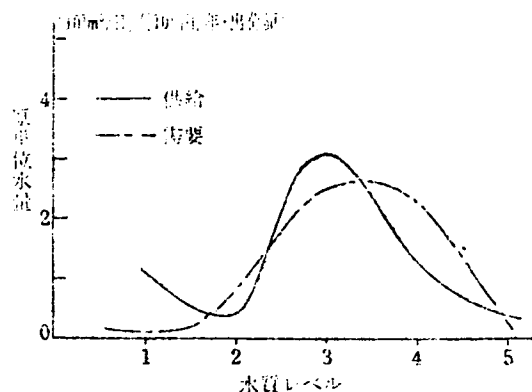


図2・3 東京都における原単位需給水量

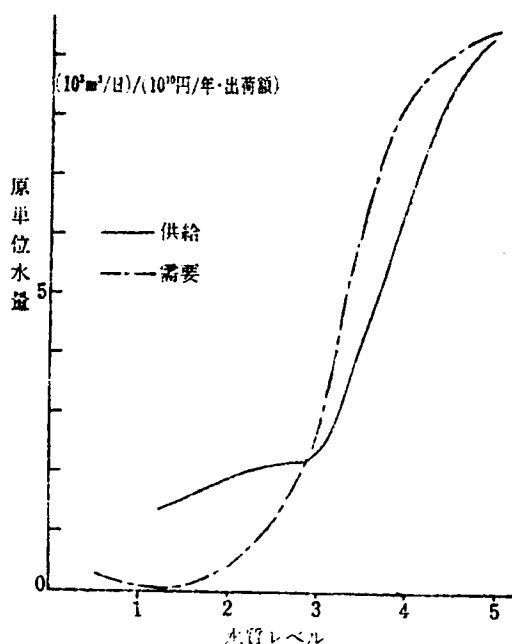


図 2・4 神奈川県における原単位供給水量

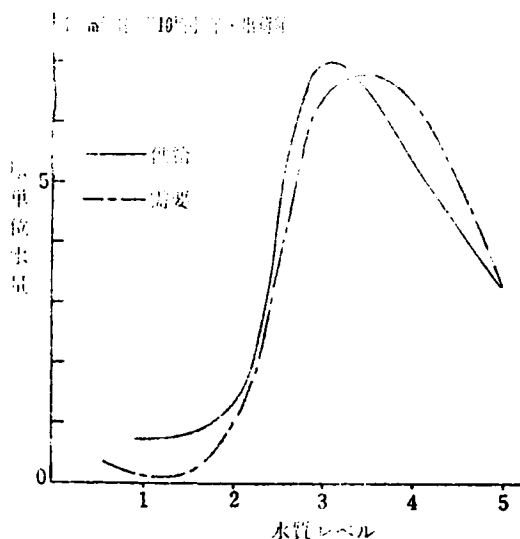


図 2・5 愛知県における原単位需給水量

えば大腸菌類、一般細菌数、BOD、COD、溶存酸素をはじめ各種毒性イオン含有量などをも同時に考慮してはじめて水質の良否を総合的に議論しえよう。また需要水質としての許容限度も個々の事例によって大巾に異なるので、取扱いが容易でない。以下、表 2・2、2・4 のような資料をもとにした分析方法を示すことを主目的として若干検討を加えてみる。

水質の定量表示法として今日最も一般的な方法は、ある代表項目を設定し、それを基準に水質の良否の程度を論ずる方法で、ここでは試みに、各用途に共通する項目として濁度を代表項目と設定してみる。

濁度を基準に表示すれば表 2・2、2・4 値を用いて各需給水は平均的に次のように表現することもできる。需要水質としてボイラ用 0.8、原料用 2.0、洗浄用 15.0、冷却用 50.0、一方供給水質としては上水 0.1、工水 5.4、自家水源水 8.8、回収水 10.5、海水 26.0、これらの値を用いて図 2・1-(a) を書きかえたのが図 2・7 である。これからは上質の水が過剰供給

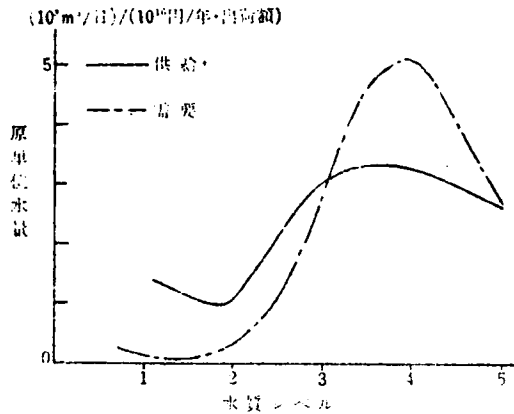


図2・6 大阪府における原単位需給水量

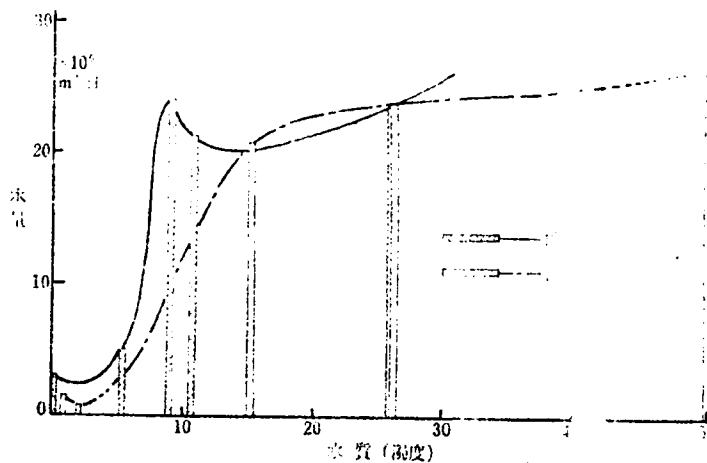


図2・7 濁度からみた全国工業用水供給水量

され、水質面からいえば、かなり安全側の供給状態にあることがわかる。ただここで問題になるのは粗質水の表現で、冷却用需要水質が海水のほぼ2倍も悪質な水として表現されている。これらは明らかに濁度項目で水質を十分表現しえないことを物語っている。つまり、多項目水質を同時に考慮する場合についても検討を加えておく必要がでてくるが、筆者は第4章に示すように多項目水質を同時に考慮して水質の程度を表示する方法を提案しているので、この手法を用いて表2・2、2・4に示される水質を指標値になおしてみる。表2・2に示す項目別に最もきびしい

許容値を基準として8項目にて表わされる各水質平均値を相対評価すれば、次のような指標値をえる。算定の結果、ボイラ用許容基準値4.5，原料用10.9，洗浄用11.6，冷却用12.7，また表2・4に例示した供給水質例では上水7.1，工水7.3，自家水7.5，回収水11.6，海水14.7，と評価できた。上水でも1.0よりはるかに大きい値を示し，あらゆる用途に無処理で使用しえないという結果をえているのは，例示した上水の硬度が29.6 ppm，すなわち温調用。ボイラ用としては基準値を越えていることが表われている。指標の詳細な算定法については後に記す。

水質の標指表示については未だ種々の問題を残し，今後研究すべき点が多々あり，上に算定した値も一つの参考資料の域を出ないが，水質の良否を多くの角度から総合的に表示しようという意味で，ここに取り上げてみた。結果を示したのが図2・8で，やはり需要水質に対しかなり良質の水質を供給している現状を示している。

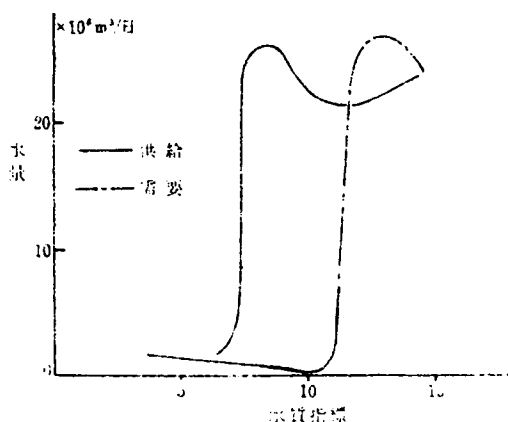


図2・8 水質指標値からみた全国工業用水需給水量

以上に示した水質に関する工業用水需給の現況分析から，次の諸点を指摘できよう。まず水量的にはかなり粗質水に需要が多く，上水あるいはそれ以上の上質水の需要は相対的に非常に少なく，かつその差は大きい。一方，この需要に対し，現況ではかなり上質の，あるいは安全側の水を供給していることがわかる。もっとも需要水質は許容水質という一つの限界値をもとに算定しているので，供給状況がある程度安全側になるのは当然ではあるけれども，上質水の不足にともないその安全性をより明確に，合理的に配分してゆくという立場に立てば，今後研究すべき問題も多い。さらに上質水と粗質水需要の大巾な差は特に工業用水供給における多元用途別給水の可能性を示し，特に回収水の多元利用，多重循環利用の可能性を示している。今後さらにこういった水質の需給面により精度の高い現況分析が必要であると同時に，水質の需給において安全性と対立して常に問題になる経済性を取上げねばならない。そこで次に，以上の現況分析に若干の経済性の分析をも加えてみたい。

2・3 節 用水需給における経済性要因の分析

2・3・1 水質の需要価格

水質が良質であればあるほど水使用上の障害も少なく、利用範囲、利用価値も高いことはいうまでもない。特に問題がなければ実質需要水質値に関係なく、上質水に需要が集まることは明らかで、水質汚濁ともなう不足によってはじめて水質を考慮した水源の選択あるいは競合がけじまる。当然ここに水質に応じて価格差が生じてくる。一般に用水の経費を論ずる場合、悪質水を浄化するに要する費用、すなわち必要処理費にもとづく生産経費から直接定められる価格とある程度それに関係なく、需要者の価値判断にもとづく需給の均衡値として定められる価格があるう。

上水道など公共事業では一般にこの両者が不明確で、さらに政治的配慮によって決定される価格もあり、非常に複雑である。ただ、工業用水の場合、需要者の価値判断にもとづく価格がかなり反映されてくることはいうまでもなく、上水が高価すぎると判断すれば、自家で井戸を掘ったり、その他、要求水質に応じて回収施設を設けたり、海水を利用したりすることが可能である。完全に需要者の価値判断のみにもとづくものともいえない要素が多く残されている

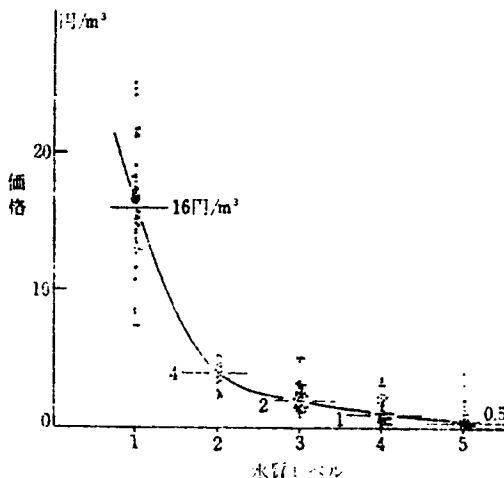


図 2・9 水質需給価格（府県別平均値より）

けれども、ひとまず用水の需要価格と需要水質の関係を調べることは用水需要者の各用途用水に対する価値評価を知る上に一つの有力な手がかりとなり、ひいては用水需要者の水質の価値評価を示すこともできよう。図 2・9 は水質以外の水量規模、輸送距離、その他あらゆる要因の相違をも含む価格差を水質別に整理したものである。必ずしも水質の差だけが価格差を生み出しているとはいえないけれども、いずれにしても需要者がそれぞれの水質の水を得るのにいかに経費を支払っているかを示している。予期しうるように、上水などの上質水には評価が高く、海水など粗質水の評価が低いことを明示している。この関係に水量規模などその他の要因がいかに関連しているかを検討しておくために上記価格を最も重要な要因とも考えられる水量規模別に表示し

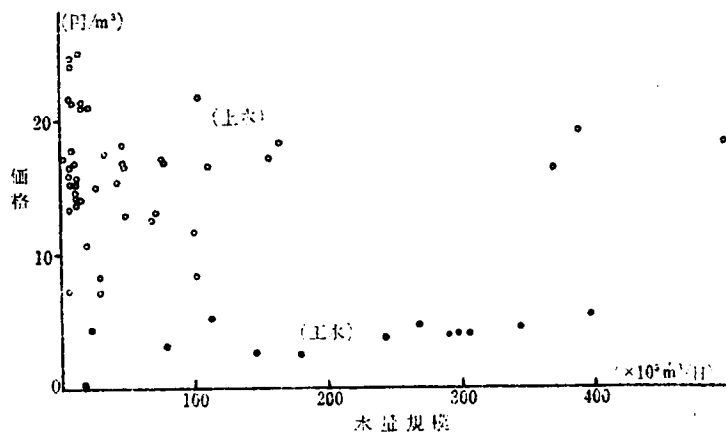


図2・10-(a) 水量規模と価格の関係(府県別)上水、工業水について

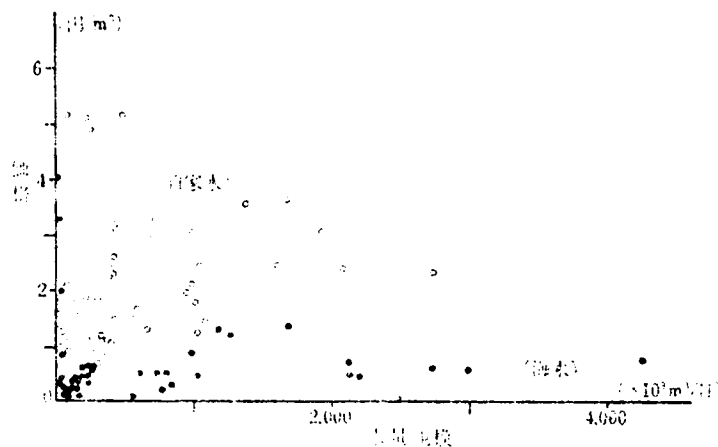


図2・10-(b) 水量規模と価格(府県別)公営給水、海水について

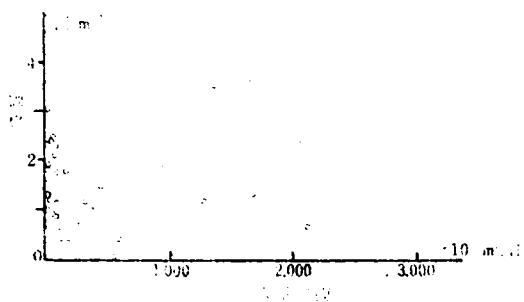


図2・10-(c) 水量規模と価格の関係(府県別)上水について

たものが図2・10である。
需要価格は水量規模別に一定の明確な変化を示さないことがわかるので、やはり図2・9のように需要価格が水質の差異によるものが大きいとみなすことができる。

2.3.2 工業生産と用水の水質・水量需要の関係

上に述べた需要価格は各工業がいかに関業活動を行なっているか、いかなる生産規模であるかに直接関連する点大きい。いかえれば支払いうる価格は工業生産活動にも関連すると考えら

れる。しかし、工業生産活動は相互に非常に複雑に関連しあう一つのシステム内で行なわれ、種々の原因と結果の相関関係を明らかにすることが非常に困難であろうと類推できるので、ここでは経済機構など本格的な分析に立ち入ることを避け、問題を極力簡略化して、工業にとって用水の占める位置づけなどを含めて若干分析してみる。

単純に、工業では用水とその他種々の生産材を投入して、種々の生産あるいは出荷を行なっているものと考えれば、用水と出荷活動の関係あるいは用水と他材の関係などを調べることができる。特に用水の用途を考慮せず、一括して都道府県別総需要水量と生産材、出荷額の関係を示したのが図2・11である。

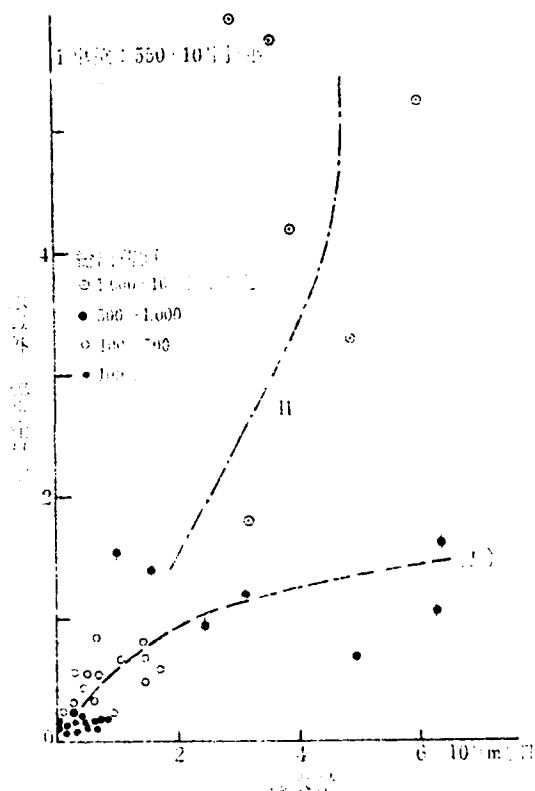


図2・11 全国都府県別総需要水量と生産材の関係
(相対数値のプロット)

水以外の生産材（以下、単に生産材と記す）は種類、単位も千差万別で表示し難いので、ここでは生産材への投入経費に注目し、全国平均値 550×10^9 円/年 を1単位として相対表示してみた。仮に 1000×10^9 円/年は生産材1.82と表わし、上記 550×10^9 は一定の単位経費に相当する。さて図より、出荷の増大に伴ない必要な生産材、用水ともに一応増加してゆく傾向を認めることができるけれども、その傾向はあまり明確ではない。ただし、図のように出荷の増大にともない他の生産材よりも用水の需要量がより急激に増大するもの（曲線Ⅰ）と逆に出荷の増大が必要水量をあまり増大させず、生産材を急激に増大するもの（曲線Ⅱ）とが認められる。

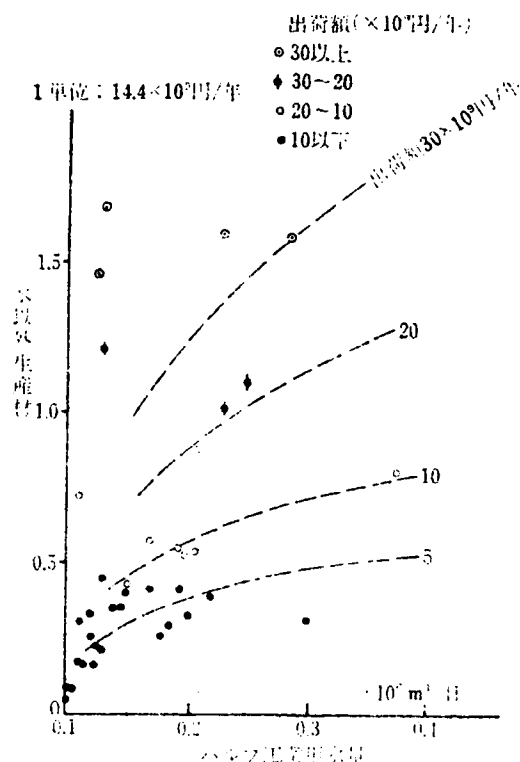


図2・12 全日本パルプ工業における総出荷額と水質別生産量の関係 (単位: 10¹⁰円/年)

用水型、非用水型に分類することも可能のようだが、結論を急がずにさらに詳細に用水需要と出荷活動の関係に焦点を絞って分析してみる。同様の分析を業種をパルプ工業に限定して行なった結果を参考のため図2・12に示しておく。

さて、図2・13は出荷の増大に応じて各水質の水がいかに使われているかを示すものであり、水質別需要と出荷の関係を図示していることになる。需要水量と出荷額の関係における全般的な傾向としては、図からも明らかなように出荷額の増大にともない需要が増加するものと部分的に減少する場合のある2つの群に分類できる。

注目できるのは出荷が都道府県別

規模で 10^{12} 円/年 (1兆円/年) を越える生産規模では総需要水量に減少の傾向を認めることができることである。この規模を越えれば特に粗質水需要に減少の傾向が認められ、出荷規模の増大にともない減少する需要水量は水質が粗質であればある程大きい。水質が工水のレベルでそのような減少傾向がなく、上質の上水は逆に需要量が増大している。図2・11における、出荷額の大きい(Ⅰ)の群と小さい(Ⅱ)の群の傾向の差が水量だけでなく、図2・13のように水質別の要因をも含んでいることに帰せられる。この出荷額の増加にともない水質別需要水量の増減は非常に興味ある現象で、その原因、理由を明らかにすることができれば、工業用水需要特性を究明してゆく上で重要な手がかりを得ることができるであろう。その原因としては、一般的にいて、外部要因によるものおよび内部要因によるものの、両者が考えられ、前者は需要水量増大にともない水源上の制約などが考えられる。後者としては、業種の差(用水型など)、上質水、粗質水の効果の差、あるいは用水需要に対するきびしい経済概念の導入などによるものとも考えうるようである。より詳細な考察は次にゆずり、現況分析を中心とする本章ではさらに生産規模

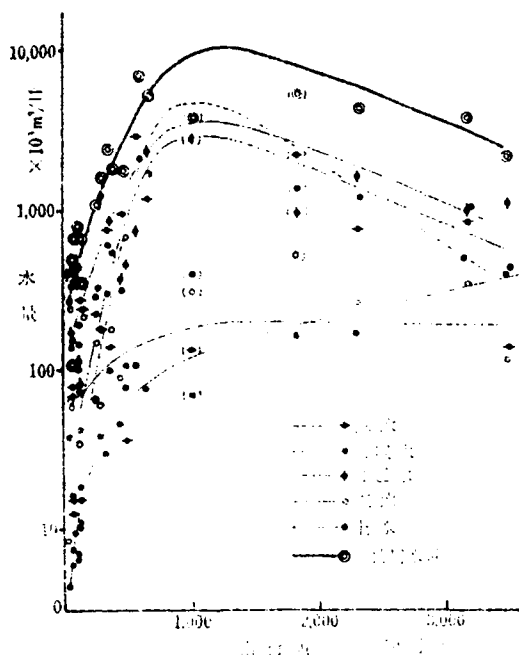


図2・13 東京都、千葉県、埼玉県、茨城県、栃木県、群馬県、東京都、千葉県の水利用と水需要の関係（水需要は20～70%、水利用は1%～1.1%（注））
注（注）：水需要は20～70%、水利用は1%～1.1%（注）

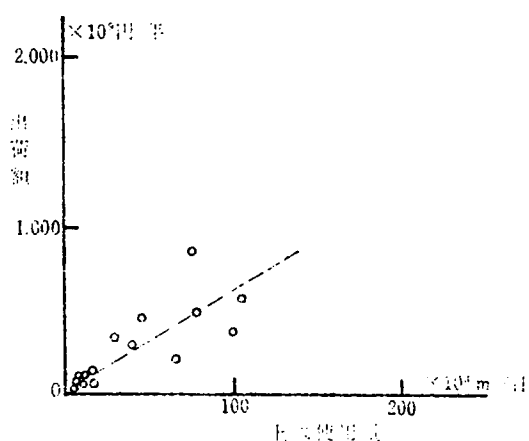


図2・14 東京都、千葉県、埼玉県、茨城県、栃木県、群馬県、東京都、千葉県の水利用と水需要の関係（水需要は20～70%、水利用は1%～1.1%（注））

の小さい 10^{12} 円／年以下の需要の増大部分を各水質別に注目してみる。結果のみを图示すれば図2・14から図2・18に示すごとくほぼ直線的増加の傾向を認めることができる。すなわち、巨視的にみれば、各水質別購入水量あるいは需要水量が出荷増に比例的に増大してくるものといえる。ただ微視的に個々の工場規模あるいは個々の業種については必ずしも上記のごとき比例関係を認めうるとは限らず、大巾に分散することがすでに指摘されている〔2・7〕ので、上記結果の適用限界に特に注意が必要である。

なお、本節における図2・13以下の分析では、特に水源条件、給水条件に特殊事情のある地域での実績を区別するために、自家水源依存率が20%以下のもの、70%以上のもの、および海水利用率が1%以下のものを除外して、ひとまず平均的な地域についてのみ分析したものであることを付記しておく。海から遠距離にあり海水利用の不可能なもの、地下水など全く期待しえない地域、逆に豊富な地下水、湖水にめぐまれた地域などでは、それぞれ特殊な給水法があるものと考えられるので、こ

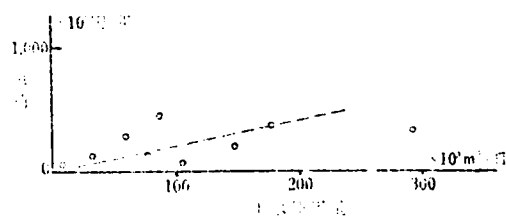


図 2・15 全用水使用量と出荷の関係（府県別）（自家水、20~70%、海水、1%以上）

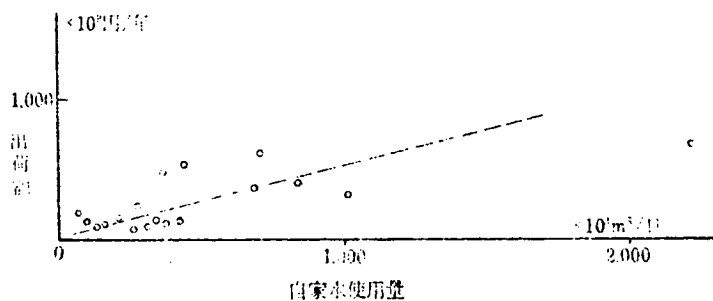


図 2・16 自家水使用量と出荷の関係（府県別）（自家水、20~70%、海水、1%以上）

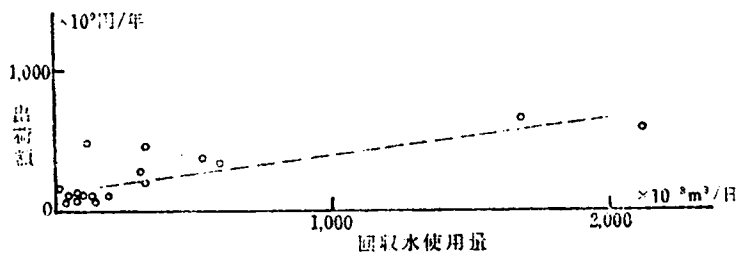


図 2・17 回収水使用量と出荷の関係（府県別）（自家水、20~70%、海水、1%以上）

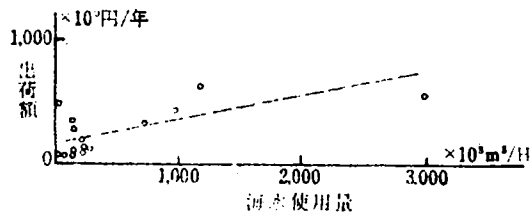


図 2・18 海水使用量と出荷の関係(府県別)(自家水
20~70%, 海水, 1%以上)

こでは区別し取り上げてはいない。こういった地域での用水需要実績をも混同して分析すれば、以上に示したような種々の一般的な傾向を見い出すことはできず、数値の分析、結果の応用に注意が必要である。

2・4 節 工業用水需給における経済的な水質・水量配分の考察

以上に示した総括的な工業用水需給現況の分析では、水質の需給均衡、あるいは供給水質の安全性、水質価格および工業生産と水質水量需要の関係などを明らかにしてきた。そこで以下にこれら分析結果に考察を加え、現況の評価を行なうとともに今後の工業用水供給方式合理化の方向などを総括的にではあるが探ってみることにする。

工業用水に限らず、一般に用水の供給、汚水の排除計画などにおいて水質の取扱いが近年特に重要な問題となっているので、評価と合理化の両面から、すなわち、現況評価にもとづく合理化、最適化への考察をもとに種々の検討を行なってみる。

2・4・1 需要水量の合理性

まず、工業生産に占める用水量の効果を限界効用評価の概念〔2・8〕〔2・9〕によって考察してみる。2・3・2の冒頭に図 2・11 に関連して示したように、工業生産活動を最も単純化して、工業生産とは水以外の生産材と用水とによって出荷を行なうものとみなす場合、生産あるいは出荷と必要経費とは次のように一般式として表現できる。

$$P = f(M, X) \quad (2 \cdot 1)$$

$$C = c_m \cdot M + c \cdot X \quad (2 \cdot 2)$$

ここで P は生産あるいは出荷量、 M は生産材の量、 X は総需要水量、 c_m, c は各単位平均購入

価格、 C は総経費とする。いま生産の微少な増減量は(2・1)式より次のように現わされる。

$$dP = (\partial f / \partial M) \cdot dM + (\partial f / \partial X) \cdot dX \quad (2 \cdot 3)$$

ある生産を維持するに要する用水と生産材の関係は(2・3)式から、

$$(dX/dM) = \{1/(\partial f / \partial X)\} (dP/dM) - (\partial f / \partial M) \quad (2 \cdot 4)$$

これよりある一定の工業生産を行なうために要する M 、 X 両材の相対的な評価を行なってみる。

図2・11に示した出荷増にともなう用水と生産材の関係から、(2・4)式の (dX/dM) を評価してみると、図中に示す近似曲線から判断する限り、ほぼ図2・19に示すような結果をえる。

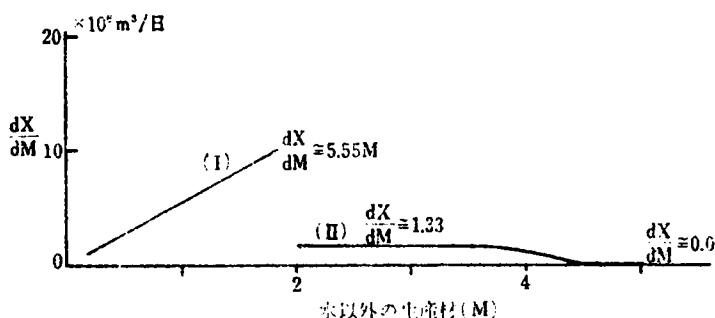


図2・19、式(2・4)からみた用水と他の生産材との補償性(X は用水量)

生産規模が比較的小さく、生産材も少ない(Ⅰ)の群では水の重要性が生産材の増加とともにどんどん増大している。一方、中規模な工業都市など、一部の(Ⅱ)の群では生産材の増加とともに用水使用量増大率に減少の傾向も認められるが、さらに大規模になると (dX/dM) の値は0。はすなわち生産材が増大しても用水使用量は増大しないという一つの興味ある傾向を現況に認めることができる。このような用水需要の特徴が工業自体の内部原因によるものか、あるいは水源などの外部原因によるものか次のように検討してみる。

一つの合理的な生産方式として(2・2)式に示される一定の経費で、(2・1)式を生産を最大にするような方法が考えられる。このとき1階の条件はラグランジェの未定乗数 λ を導入して、

$$V = f(M, X) - \lambda (C - c_m \cdot M - c \cdot X) \quad (2 \cdot 5)$$

の最大化をはかる。このときの条件式を次にえる。

$$(\partial f / \partial M) / (\partial f / \partial X) = (c_m / c) \quad (2 \cdot 6)$$

(2・6)式両辺を図に表現すれば図2・20に示すように両曲線の交点が(2・6)式の成立を示す。

ところで、生産を一定に保つ($dp=0$)に要する M 、 X 両材の関係は(2・4)式より、

$$(dX/dM) = -(\partial f/\partial M)/(\partial f/\partial X) \quad (2・4)'$$

である。図2・19に描いた(dX/dM)は(2・4)式のごとく生産量が変化するときの M 、 X 両材の相対的な関係を示している。いかえれば生産に占める両材の効果を相対的に表わしているといえる。いま、近似的に生産を一定に保つ場合にも M 、 X 両材は相互にこの効果の比率で他の不足を補ないうるものと仮定すれば、生産を一定に保つ場合には図2・19の $-(dX/dM)$ が成立するものとみなすこともできる。したがって、図2・19の(dX/dM)値は各 M 点で生産を一定に保つ場合の $(\partial f/\partial M)/(\partial f/\partial X)$ をも示しているものとみなすことができよう。そこで図2・20に示す(2・6)式成立の判定を図2・19上に (c_m/c) を図示して、交点の存在を検討することによって代用することができるものとみなす。すなわち、図2・19上に (c_m/c) の値を表示するとき、(2・4)式の曲線(または直線)との交点は合理的な生産状態にあるこ

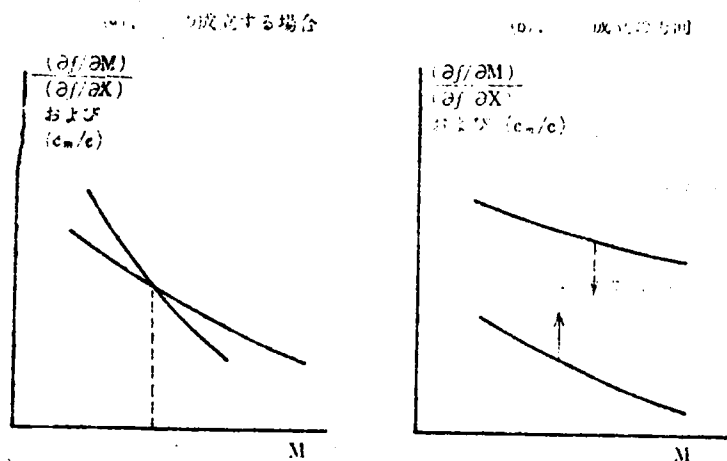


図2・20、式(2・6)の説明図

とを示す。もし (c_m/c) が上部にあれば、(2・6)式では右边が大で、生産材への投資に比べて用水への投入が不当に少ないことを示し、経済的にみてかなりぜいたくな用水需要を示している。逆に下部にあれば用水への過大な必要経費を認めることができよう。さて c_m 値を先にも示したごとく一定値と仮定し、 550×10^9 円/年すなわち約 1.5×10^9 円/日、用水の平均価格は図2・9の各価格から水量荷重平均値をとり 1.93 円/ m^3 、約 2 円/ m^3 。 (c_m/c)

値は $750 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{日}$ をえる。この値は図2・19 ではるか上部に位置し、交点を見い出すことが不可能、いかえれば工業は用水に比べて生産材を10~100倍も重視し、用水の効果を過小評価していることを指摘できる。

一般的にいて、水源汚濁などにより工業用水取得水量に外的制約が加わる場合の対策としては、汚濁防止に経費を投入し、用水取得経費を増大して取得水量を維持しようとする場合と、需要水量に余裕のある場合は外的制約に応じて取得水量自体を減少してゆく場合がある。経費を投入しても水処理技術上の制約などで取得水量を維持しえない場合にも水量減少の傾向が表われよう。図2・20 の(b)上でこれを説明すれば、前者の場合は $(\partial f/\partial M)/(\partial f/\partial X)$ 曲線がほぼ一定の傾向を保持し、 (c_m/c) 線の下降が現われ、後者の場合は逆に (c_m/c) 線がほぼ一定の傾向を保持し $(\partial f/\partial M)/(\partial f/\partial X)$ 線の下降が表われよう。以上図2・19などで示した現況分析の結果から、まさに現況は後者の傾向を示していることが明らかである。工業が密集したり、大規模工業が多く、生産規模の高い地域(都道府県)では水源不足が一層顕著になり、その結果用水経費の高増よりもむしろ需要水量の減少、圧縮の方向に向っていることを指摘できる。用水経費が過少であるにもかかわらず、これが増加されずに水量圧縮の方向に向う理由として、用水経費のみを最少限度に保とうとする誤まった考え方(ひいては決定的な水源不足に至る)によるものと、経費を投入しなくても水量圧縮のみによって問題を解決しうるほどにまで従来の用水需要に無駄な需要(余裕のある需要)があったからという理由が考えられる。さらにもう一つの考えうる理由としては、経費を投入しても要求水質を満たしえないというような技術的な理由もあるようである。

2・4・2 合理的な水量・水質配分

以上は水質を特に考慮せずに総括的に総需要水量と生産活動の関係を重点的に考察したものであるが、次にやや詳細に水質をも考慮に入れて同様の検討を行なってみる。

(2・1)式に示した総水量 X を X_1 (上水)、 X_2 (工水)、 X_3 (自家水)、 X_4 (回収水)、 X_5 (海水)と分割し、2・2に示したごとく各水には水質差があるという前提に立ち、水の種類と水質とを直接結びつけて考察を進める。この場合、(2・1)(2・2)式は次のようにかわる。

$$P = f(X_1, X_2, \dots, X_5, M) \quad (2 \cdot 7)$$

$$C = c_1 \cdot X_1 + \dots + c_2 \cdot X_2 + \dots + c_5 \cdot X_5 + c_m \cdot M \dots \quad (2 \cdot 8)$$

(2・6)式に示した合理的な生産方式の条件式と同様に次式をえる。

$$\begin{aligned} (\partial f/\partial X_1)/c_1 &= (\partial f/\partial X_2)/c_2 = \dots = (\partial f/\partial X_5)/c_5 \\ &= (\partial f/\partial M)/c_m \end{aligned} \quad (2 \cdot 9)$$

そこで図2・13に示す生産規模と各水質別使用水量との関係に注目し、まず比較的明確な相関関係を示す出荷額が 10^{12} 円/年以下、すなわち図2・14から図2・18の現況を上にした合理性とといった面から検討を加えてみる。各関係を、やや無理な点もあるが、ひとまず直線関係にあるものとみなすと(2・7)式を次のように表現することができる。ただ、回収水、海水で水量が非常に少ない場合はこの関係が成立しないようである。

$$P = 6.0X_1 + 2.0X_2 + 0.5X_3 + 0.3X_4 + 0.2X_5 + A \quad (2 \cdot 10)$$

ここで P は出荷額($\times 10^9$ 円/年)、 X_i ($i=1\sim 5$)、は各水量(m^3 /日)、 A は回収水、海水で水量が非常に少ない場合の一定の未知な効果と生産材のもたらす効果の和として、ここでは未知なる定数として取扱う。(2・9)式の成立を検討するために図2・9の価格値を用いて各 $(\partial f / \partial X_i) / c_i$ ($i=1\sim 5$)、を求めると、順に1.0, 1.4, 0.9, 0.7, 1.1 ($\times 10^4$ 無次元)を得る。これらの結果から工水は価格がやや安すぎること、回収水が割高についていること、いいかえれば、工業生産過程において工水が効果的に活用されていること、回収水が十分その効果を発揮していないことを指摘することもできる。図2・1で示した水質需給の均衡をこの結果からも裏付けしうる。しかし、これら数値の誘導過程における精度を考慮して1桁を有効値とみなせば、ほぼ(2・9)式が成立するものとみなすこともできる。この結果、現況が示す限りでは各水質価格が相対的にはほぼ使用効果にみあったものといえる。後にも記すように、この結果を直接各工場需要者に適用することはできないが、総括的にいって、工業用水需要者は各水質の水の効果をそれぞれ相対的にかなり合理的に評価しているものといえよう。最後に生産規模の拡大にともない需要圧縮が生じる場合について若干考察を加えておく。

種々の内的外的要因により需要圧縮の必要が生ずれば各水質の水のうちいずれの水をいかに圧縮してゆくかが問題になる。上にも示したように各水質の効果は相対的にほぼ正当に評価され、価格も相対的には妥当なものとみなしうるので、価格にあまりとらわれずにいかに生産に悪影響を与えないように圧縮してゆくかが主な問題となろう。すなわち、(2・3)、(2・4)式に示したと同じ概念で、各水質間の代替性が問題となる。

生産を一定に保つ($dP=0$)ための条件は(2・10)式より、

$$6.0dX_1 + 2.0dX_2 + 0.5dX_3 + 0.3dX_4 + 0.2dX_5 = 0 \quad (2 \cdot 11)$$

となり、極力圧縮総水量($\sum_{i=1}^5 dX_i$)を大きくして(2・11)式を成立する1つの十分条件として、上水を基準に次の関係を与える。

$$\begin{aligned} dX_2 &= -0.75 dX_1, & dX_3 &= -3.0 dX_1, \\ dX_4 &= -5.0 dX_1, & dX_5 &= -7.5 dX_1, \quad \dots \end{aligned} \quad (2 \cdot 12)$$

すなわち、水量圧縮に当り、(2・12)式に示すごとく多量の粗質水を圧縮し、その圧縮がもたらす生産への影響を少量の上質水の増加によって補ってゆけば結果的には総水量の圧縮を実現することができ、かつ生産へは特に悪影響をおよぼさない。水質が粗質であるものほど多量に圧縮すべきことが(2・12)式から定量的にも明らかとなる。図2・13にみられる総需要水量の圧縮実績において、上水需要量の増加に対し、その他用水は水質に応じて粗質水ほど大巾に減少し、結局総需要水量を圧縮している現象をまさに上に示した需要圧縮の考察によって完全に説明しうるようである。

2・4・3 水量・水質配分合理化の進展

本節後半における水質価格および需要水量圧縮に関する検討考察から、工業用水の水量水質需要が経済的な意味でかなり合理的に管理されていることが明らかとなり、用水を一つの生産材とみなした前半の考察に表われた種々の不合理性と きわめて対称的で興味深く、この点に次のような解釈を加えることもできよう。すなわち工業用水需給関係合理化の過程は、大きく2段階に分割されるものであり、第1段階では利用可能な水質水量をいかに合理的に活用あるいは配分してゆくかという段階で、生産工程が必要とする水質水量をまず優先的に設定し、これをいかに合理的に満すかという段階である。第2段階とは利用可能な水質水量が不足競合の状態に至り、制約のある水質水量でいかに生産を合理的に行なうかという段階で、いいかえれば一つの生産工程において他の生産材との均衡を考慮しつつ、生産効率を高めるにはいかに用水を利用してゆくべきかという合理化の段階であろう。すなわち生産合理化の一環として、用水を一つの生産材として合理化をはかる段階である。したがって、本節に考察したように現況では用水が生産材とみなされていない点からみても、工業用水需給の現況は第2段階に至っていないことが明らかではあるが、水質価格の相対的合理性、需要圧縮実績などの合理性から考えて、第1段階の合理化が非常に進んでいることを類推できよう。つまり、従来第1段の合理化の過程で利用可能な水質水量を自由に、かつ合理的に配分しつつ利用していたものと考えれば、現況の工業用水需給において、水質的には安全側の供給をし、量的にも圧縮可能なかなりの余裕が認められるのは当然の現象であり、その枠内での合理化をはかり、水質に応じて各用途に合理的に配分、利用されてきたようである。第1段階の合理化を考える限りでは、用途別給水についても工業用水需給ではかなり合理的に行なわれてきたものと推論できる。しかし注目しなければならない事実は、本節にも示したように工業密集地域などではすでに利用可能な水質水量が従来の用水需要の観念からみれば不足

競合の状態に至り、需要圧縮が発生していることで、工業用水需給ではすでに一部第2段階の合理化に向わざるをえなくなっていることを指摘できよう。

今後、工業の発展と水源水質汚濁の進行とともに需要圧縮の傾向はさらに広範囲に進み、徹底した第1段階合理化がますます必要となり、供給水質の安全性をきりつめた用途別給水の徹底などがより必要となり、さらに第1段階の合理化のみでは問題を解決しえない状態にも至るものと予測できるので、今後さらに積極的に第2段階合理化を検討してゆく必要があろう。この第2段階合理化では、用水価格を一定に保ちつつ水量のみを圧縮してゆく現在の圧縮法から、次に価格上昇をとまらぬ水質水量圧縮に向い、終局的には、用水が一つの生産材と等価にみなされるまでに至る必要があろう。

ここでいう第1段階、第2段階合理化という言葉は都市給水法自体の合理化にも適用でき、第1段階として水源問題を、第2段階として水源取水以降の給水システムの合理化問題を指すこともでき、以上は本研究目標の縮図ともいえるようである。

2・5 節 結 語

以上の現況分析および考察では主として都道府県別総需給実績あるいは全国総需給実績値をとり上げて、全般的な傾向把握に重点をおいてきた。しかも特殊な需給条件を有するものを除外し、かなり標準的な場合に焦点を絞ったのでかなり明確な工業用水需給特性を水質水量両面から明らかにすることができた。しかし、工業用水の需給は一般的にいて需要条件、供給条件が千差万別で各工場における用水問題を一律に論ずることは非常に困難である。本文に示した種々の結果を各工場レベルに直接適用することはできず、一般的傾向を示すにとどまっている。しかし、文中にも示したように種々の角度から検討を加えた結果、主として定性的にはあるが、多くの一般的傾向を指摘することができたので、以下これらをまとめておくことにする。

- (1) 上質水の需要水量と粗質水の需要水量には大きな差があり、上質水需要は比較的少ない。
- (2) 水質的にはかなり安全側の供給を行っているようである。
- (3) 特に回収水の水質程度の水に需要水量は多いが供給がやや少なく、より上質あるいは粗質水を供給しているようで、今後回収水をいかに取扱ってゆくか重要な問題であろう。

さらに経済性の分析、考察から、

- (4) 用水は他の生産材と比較して非常に安易に考えられている。つまり、水の効果を考慮すれば用水経費があまりにも少なく、水質水量ともに安全側の供給をうけている。圧縮可能な水量が多い。
- (5) しかし、水質を相対的にはかなり合理的に評価しているようで、使用効果の高い水質の水に

はそれ相当の価格差を認めている。つまり各水質の水の価格は他の生産材に比べ、あまりにも過小ではあるが、相対的には合理的な格差をつけ、水質の効果を合理的に評価しているようである。

- (6) 工業密集地域では用水の需要圧縮が必要となっている。工業用水需給関係の合理化は第2段階に向いつつあることを指摘できる。府県別規模ではほぼ10¹²円／年以上の出荷規模を有する地域にその傾向が認められる。
- (7) 第1段階の合理化がかなりすすんでいるので、需要圧縮に当っては、水質効果に応じてかなり合理的な圧縮法がとられている。すなわち、上水のみを増加し他の供給水を粗質水ほど多量に圧縮している。
- (8) 工業用水需給関係には今後ますます第2段階の合理化が必要になってくるものと予測できる。

以上、本文では分析、考察精度に若干問題を残し、あまり定量的な結論を得るには至っていないが、定性的にはかなり明確に種々の問題点を指摘し、今後の方向などをも示唆することができた。また、この種の問題をさらに高い精度で検討するための、標準的な分析法、考察法の一例を示すこともできたと考える。したがって今後、上水需要分析の資料集積にもともしない、上水需要をさらに綿密に需要水質別に細分類できれば、以上に示した方法でより広範な広域水量水質需給の分析が可能になるだろう。

第3章 水量・水質配分の合理化と 水源供給能分析

3・1節 概 説

前章での総括分析で示唆をうけるように、水源能力の評価は常に需要との対比のもとに決定される。ある地域を取り上げた場合、その地域にいかなる需要があるかによって水源の重要性は大巾に変わってくる。逆も同様で、需要の妥当性も週辺の利用可能な水源能力と無関係に論ずることはできない。本研究で水源の枯渇を理由として伝統的上水道の再検討を必要と考えるに至ったのも同様の考え方によるものである。したがって、ある地域内に存在する多数の水源を相対的にでも価値評価せんとすれば、水源がそこに共存する多種多様の需要といかに均衡を保っているかの分析が不可欠であろう。いいかえれば、水源と需要の均衡を分析してゆけば、水源能力の評価が可能にもなる。均衡の関連因子を分析すれば水源評価を多角的に行ないうるし、さらに均衡の合理性を追求すれば、評価をより合理的なものにしうる。最近の水源水質の悪化はある種の需要を水質的に脅かしはじめ、ひいては多種多様の需要がそれぞれ需要水質をより厳密に明示しなければならなくなってきた。その結果、当然水源給水能も需要に対応して、より厳密な水質値によって評価されることになってきた。多種多様の需要要求水質が一般に多項目水質値として表わされるところから、水源能力も各多項目水質値にて評価されることになる。そこで以下、多項目水質に注目しつつ、需給均衡の合理性を検討しながら水源能力の相対比較を行なう。結果的には水源水質の変化が大巾に水源能力を変化しうることも明らかになる。ただ、ここでは現存するあらゆる水源について定量的評価を積み重ねてゆくことが必ずしも目的でなく、配分合理化の方法論あるいは評価の方法論に重点を置いてゆく〔3・1〕。

3・2節 水量・水質配分計画の合理化

現在、公共事業としての用水需給計画における用水政策上の重要な問題として低価格制によるひずみの問題、均等価格制による格差の問題がある。ここでの低価格制とは政府の助成策によって、用水単価がすえおかれた効果をさすが、前章に展望したように低価格なるがゆえに用途によってむだの多い水利用も少なくない。ひいてはこれが水不足を招くこともある。また、需要の用途内訳はきわめて多岐にわたっているにもかかわらず、均等な水価格が目標となることは、結局のところ、ゆがめられた用水需要を誘発するのではないかという危機〔3・2〕も想定される。このような状態で発生した需要に対し、水源は十分な供給をなしうるか否かのみで評価することは

きわめて一方的で、需要と水源両者が相互に合理性を追求した後ではじめて相互の適切な評価が可能になろう。特に注意すべきは、水量のみに重点をおいた平均的な計画は必ずしも最適なものとばかりでない点であり、より合理的な需要水量の決定などまず需要の量的、質的価値といったものの評価が必要であろう。

本節では水量と水質を同時に考慮して、それらを水源と需要との間に合理的に配分することによって、用水取得法をいっそう経済的にすることを提案し、その検討過程から水源自体の評価を試みる。さらに、この方法に種々な角度から検討を加えるとともに、特に水量水質に関する制約条件の意義を十分究明することによって、量的、質的価値評価への足がかりとしようとしたものである。同時に問題をモデル化して考えるので、これによって得られる数値解の精度を把握することにつとめたい。

用水を合理的に取得し配分するためには需要水量条件を満たすのみならず、水質的にもおのの用途に応じた合理的なものでなければならない。ここでは一般的に水質をも取り扱うことを検討する一方、さらに実用化のための二、三の試みを行なうとともに、最適化のもつ意義についても検討することにした。

3・2・1 計画法の基本概念

用水需要地において用水を合理的に取得し配分するということは、一応次のように考えることができる。すなわち、要求されるすべての水質条件を十分満たす用水を必要な水量だけ取得するいろいろの方法のうち、最も用水経費の安価なものを採用することである。したがって用水をいろいろの水源から取水し、おののどの程度の水質にまで処理した水量をどのように組み合わせ配分するのが経済的であるかを考えてみる。ただし、ここでいう水源とは従来一般に考えられているように限定した意味でなく、いったん広い意味で用水を供給しうるあらゆる水系を水源として取り扱うべきである。たとえば河川水の無処理の水、河川水を沈殿処理した水、河川水を沈殿処理した後ろ過処理した水、回収水を冷却処理した水、あるいはまた下水処理場放流水なども一つの水源とみなしてゆくことである。いま上に述べたように水源および需要地に関し下記の記号によって示される水量、水質などが把握できているとする。

i : 水源の番号 ($i = 1, 2, \dots, I$)

I : 水源の総数

j : 水質項目の番号 ($j = 1, 2, 3, \dots, J$)

J : 水質項目の総数

k : 用水用途の番号 ($k = 1, 2, 3, \dots, K$)

K : 用水用途の総数

$a_{i,j,k}$: 用途 k のために水源 i より取得する水の保有する水質項目 j の値

$a_{0,j,k}$: 用途 k に必要な水質項目 j の制限値

$X_{i,k}$: 用途 k のために水源 i から取得する水量

X_k : 用途 k の必要水量

X_i^* : 水源 i の供給可能最大水量

$X_{i,k}^*$: 用途 k のために水源 i からの供給可能最大水量

$$(X_i^* = \sum_{k=1}^{k=K} X_{i,k}^*)$$

用水取得配分方法としては、水質制限値 $a_{0,j,k}$ 、必要水量 X_k の用途 k なる用水を取るのに、 i なる水源より水質 $a_{i,j,k}$ の水を水量 $X_{i,k}$ ずつ各水源より取水して、これを適当に組み合

わせればよいから、問題は図 3

・1 のように模型化することができる。この模型を数学的に表

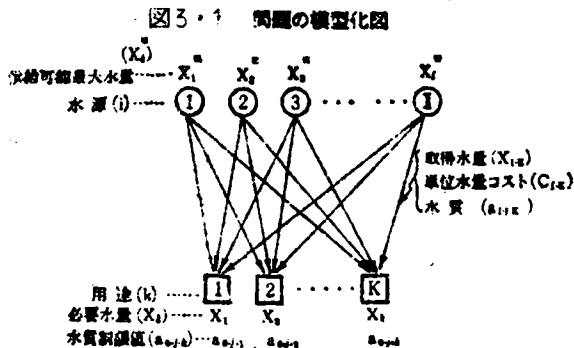
現するとつぎのようになる。ま

ず水量の制約条件として、用途

k では i 個の水源から水量 $X_{i,k}$

ずつ取水して必要水量 X_k を満

たすのであるから各 k について、



$$X_k = X_{1,k} + X_{2,k} + \dots + X_{I,k} = \sum_{i=1}^{i=I} X_{i,k} \quad (3.1)$$

$$(k = 1, 2, \dots, K)$$

が成立する。一方水源 i にも供給能力が限定されているので各 i について次式が成立しなければならない。

$$X_i^* \geq \sum_{k=1}^{k=K} X_{i,k} \geq 0 \quad (3.2)$$

$$(i = 1, 2, 3, \dots, I)$$

つぎにおのの $X_{i,k}$ を混合した場合混合水の水質が目的とする用途 k の用水の水質制限値を越

えてはならないので、各 j について次式が成立する必要がある。

$$f(a_{i \cdot j \cdot k}, X_{i \cdot k}, a_{0 \cdot j \cdot k}, X_k) \geq (\text{または}, <) 0 \quad (3.3)$$

ところで、水温、浮遊固形物濃度、濁度など、水質項目のうち物理的な傾向の強い水質については混合操作にともない次式が成立する。

$$a_{1 \cdot j \cdot k} \cdot X_{1 \cdot k} + a_{2 \cdot j \cdot k} \cdot X_{2 \cdot k} + \dots + a_{J \cdot j \cdot k} \cdot X_{J \cdot k} \leq (\text{または}, \geq) a_{0 \cdot j \cdot k} \cdot X_k \quad (3.3)'$$

$$(j = 1, 2, 3, \dots, J), (k = 1, 2, 3, \dots, K)$$

また、COD、硬度など、その他の項目についてもほぼ上式が成立する水質は多い。ただ、pH など水質表示形式が一次式で表わしえないものについては厳密な意味では、上式は成立しないが、混合にともない変化範囲が小さい場合、近似的に上式は成立するものとみなすこともできるので、式(3.3)'を近似的に水質制約に関する一般式とみなすことができよう。ただし、厳密解を要する場合とか、混合にともない変化範囲の大きい場合については誤差の程度は無視できなくなるので特別の配慮が必要である。

ここに、式(3.3)'の不等号の向きは水質制限値が上限の値を示すものか下限の値を示すものかなどによって適宜決定される。

以上に示した制約式を満たす $X_{i \cdot k}$ は数多くあり、そのいずれであっても需要を満たすうえて実行可能である。しかしこれらのうち、総用水経費を最小にするような $X_{i \cdot k}$ の各値を求めることが最も経済的で、その意味で合理的な方法といえよう。すなわち、全用水経費を Z と表わせば、 Z は一般につきのような関数となるであろう。

$$Z = f(C_{i \cdot k}, X_{i \cdot k}) \quad (3.4)$$

ここに、 $C_{i \cdot k}$ は $X_{i \cdot k}$ の用水単位コストを表わし、 $X_{i \cdot k}$ の単位水量を水源から購入、輸送、浄化、配水などの処置をするに要する全経費から定まる単位コストをさしている。

すなわち、

$$C_{i \cdot k} = f(C_0, l, a_{i \cdot j \cdot k}, a'_{i \cdot j \cdot k}, X_{i \cdot k}, \text{etc} \dots)$$

と表わされる。ここで、 C_0 は原水購入費、 l は輸送距離、 $a'_{i \cdot j \cdot k}$ は浄化水水質である。

ところで、この $C_{i \cdot k}$ として、場合によっては、この水を使用することによって生じる単位水量当りの利益、収入を表わすこともできる。数学的には式(3.1)、(3.2)、(3.3)の各式に

よって表わされる制約条件のもとに式(3・4)の Z を最小にする $X_{i,k}$ の値を解くことによって合理的な用水取得配分計画を行なうことができる。同様に $C_{i,k}$ が単位水量当りの収益を表わす場合は式(3・4)を最大にする $X_{i,k}$ を解くことである。以下には、 Z が総用水経費を表わす場合についてのみ述べるが Z が総収益を表わす場合も全く同様に考えることができる。

なお、以上のごとき概念は、水を使用する側の共通的な要望条件を基礎として、それらの集合した一つのシステムにおいての最適配分形態を求めることを考えたものであり、水利用者の経済性をより追究するという意味でその適用対象は広範囲にわたるものであるといえよう。

たとえば、一工場における用水取得に適用すれば、その用水取得を合理化しうることはもちろん、多数の工場を有する工業地域にこれを適用しても、全域の総合的な合理化をも可能ならしめるものであり、ひいては当地域内各工場に、その合理化が波及しうるものである。あるいは、対象として工業地域をとり上げる場合、厳密な意味において、全体地域の合理化と地域内単位工場の合理化目標とが必ずしも一致しない場合があり、地域内工場に部分的に非合理化されるものが出現することがあっても、全単位工場が非合理化されないよう各工場の要求事項を新たに制約条件として加味することによって、全体の満足のゆく合理化も可能となるのである。

3・2・2 計画法の実用化とその解法

上記のような計画法の基本概念を実用化するためには、合理化の目標を表わす式(3・4)をさらに具体的に表示しなければならない。 Z を $C_{i,k}$ と $X_{i,k}$ のいかなる関数とするかについては検討すべき問題も多いが、ここでは問題の要求する精度と計算の簡便さから判断して Z を一次式で表わすことにした。すなわち、

$$Z = \sum_{k=1}^{k=k} \sum_{i=1}^{i=I} C_{i,k} X_{i,k} \quad (3 \cdot 4)'$$

ただし、ここでは $C_{i,k}$ を定数として取り扱う場合に限り Z は一次式である。

したがって問題は式(3・1)、(3・2)、(3・3)'の制約条件のもとに式(3・4)'を最小にする $X_{i,k}$ を求めることになるが解法としていく通りもの方法がある。しかし特に式(3・1)、(3・2)、(3・3)', (3・4)'すべてが線型である場合、線型計画法(リニヤープログラミング)[3・3]の解法を適用するのが実用的であろう。解法の詳細については多くの文献があるのでここでは省略するが、結局、シンプレックス表[3・4]を用いた簡単な数値計算によって解を得ることができる。ただここで注意しなければならない点は、一般に線型計画法においては $C_{i,k}$ を常に定数として取り扱うのに対して、本計画法では $C_{i,k}$ が図3・2に示すように水量の増加とともに減少して、必ずしも一定として取り扱うことのできない場合が少なくないので、

図3・2 $C_{i,k}$ と $X_{i,k}$ の関係図
($C_{0,i}, a_{i,j,k}, x'_{i,j,k},$
 $X_{i,k}$ などが一定のと
き)

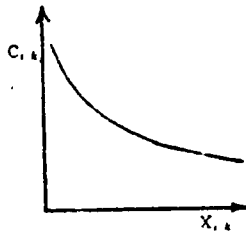
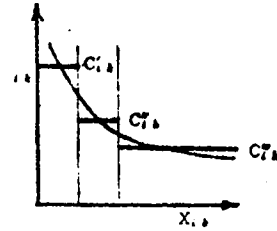


図3・3 $C_{i,k}$ 定数化



無批判に線型計画法の解法を使用することができない。したがって、なんらかの方法でこれを近似的に定数化する必要がある。たとえば常に $C_{i,k}$ を一定とみなしてしまう方法とか、あるいは図3・3に示すように水量の区間分けを行ない、その範囲内で $C_{i,k}$ を一定とみなしてゆくなどの方法がある。なお、式(3・4)が式(3・4)'のごとく一次式に表わせない場合は他の解法によらねばならないが、その一例としてダイナミックプログラミングの解法[3・5]などもこれに利用することができる。あるいはまた、電子計算機の普及によって膨大な数値計算を短時間内に行なわしめて解を得ることもできる。結局、合理的な用水配分計画法は、式(3・4)の表わし方によって種々の解法が存在することになるが、これらすべてをここに論ずることは必ずしも本文の目的でないので、これを省略する。しかし、問題の性格、精度、解法の簡便さ、および従来の研究過程などから判断して、最小化すべき目標を式(3・4)'のごとく表わし、解法としては線型計画法を用いて計算を行なうとともに、 $C_{i,k}$ の定数化に若干の工夫を加えるのが最も実用的にすぐれた方法といえるようである。

(3) 実用化のための二、三の考察

以上に記したとき計画法をより実用化するためには計画対象の性格、必要とする精度などを考慮して、適宜計算の精度、あるいは近似の程度を変化すべきであろう。そこで以下実用化のための近似計算法などについて二、三の検討を加えてみた。

A. 水質制約式を省略できる場合および制約式を分割できる場合の近似解法

a) 水質制約式を省略できる場合 用水配分計画において近似的に式(3・3)'の水質条件が省略できれば、輸送問題による水量配分のモデルを取り扱うことに相当する[3・6]。このように水量条件のみを考えてよい場合をいま一度明確にしておくと、

1. 候補としている水源がいずれも非常に良質な水を供給する場合
2. 用途から考えて水質上の制約が事実上問題にならない場合

3. 用水の単位水量コスト ($C_{i,k}$) の値が水質上の制約をも考慮した値であるとみなせる場合

などであろう。

すなわち、 $C_{i,k}$ の値を決定するに当たり、その水の水質をあらかじめ十分考慮しておけば $C_{i,k}$ によって逆にある程度の水質保証を得ることができるからである。たとえば、河川水を急速ろ過処理した水の $C_{i,k}$ を決定するに当たり、ろ過水の水質をも十分考慮して、薬注量、ろ過速度などをきめ、それらの諸条件から算出した $C_{i,k}$ を用いて計算すれば得られた解 $X_{i,k}$ の水質は、ほぼ急速ろ過水の水質程度と考えられ、特に厳密な水質制約を設けなくてもこの $C_{i,k}$ が近似的に水質制約を表わしているとみなせよう。特に水質項目が一つの場合には、水源 i の水質条件を改善してちょうど用途 k の水質要求を満たすような $C_{i,k}$ を決定することができ、 $C_{i,k}$ が水質制約を代表する。

②) 制約式を分割できる場合 すでに 3・2・1 で示した解法において I, J, K のそれぞれが大きい値の場合、制約式、および未知数の数が増大して計算は手数を要し、シンプレックス表による計算が実用的でない場合も生じることがある。そういった場合精度を若干犠牲にしてつきに示すような近似法によって検討することもできる。すなわち、もし各水源において、

$$X_i^* = \sum_{k=1}^{K} X_{i,k}^* = X_{i,1}^* + X_{i,2}^* + \dots + X_{i,K}^* \quad (3.5)$$

$$(i=1, 2, 3, \dots, I)$$

が成立するように X_i^* を各 $X_{i,k}^*$ に配分して、各 $X_{i,k}^*$ を既知数とすることができる場合は、式(3.1)～(3.3)' に示した制約式、および式(3.4)' の目標式を分割して、つぎのように計算を容易にすることができる。

(用途 k について)；

1. 水量制約式

$$X_k = \sum_{i=1}^{I} X_{i,k} \quad (3.6)$$

$$X_{i,k}^* \geq X_{i,k} \geq 0$$

2. 水質制約式

$$\sum_{i=1}^{I} a_{i,j,k} X_{i,k} \leq (\text{または}, \geq) a_{0,j,k} X_{i,k} \quad (3.7)$$

$$(j=1, 2, 3, \dots, J)$$

3. 目標式

$$Z = \sum_{i=1}^{i=I} C_{i,k} X_{i,k} \quad (3.8)$$

上記の計算を各用途ごとに K 回 ($k=1,2,\dots,K$) 行なうことによって、最終的に全体の経済的用水配分計画を決定することができる。すなわち、この近似法の目的はめんどろな計算を一度に行なうことを避けて、 K 回の簡単な計算に分割したものである。ところで先述の $X_{i,k}^*$ の $X_{i,k}^*$ への配分と各用途ごとの K 回の分割計算は、厳密には、くり返し試算法によって徐々に全体の合理化へと導くべきであろう。

B. 最適化の近似的取り扱い

一般に線型計画法を適用する場合、解の最適性を検討するのにつきに示すようなシンプレックス判定基準式を用いて、かなりのくり返し計算が必要である。なお、計算くり返し数が増加するにつれて $X_{i,k}$ の補正量は小さくなり、計算の手数ほどには、急速に最適解に近づかなくなり、いたずらに計算手数のみ多くなることが少なくない。

$$Z - Z_0 = -X_{i'+l, k'+m} (Z_j - C_j) \quad (3.9)$$

ただし、

$$Z_j = C_{1,1} \alpha_{1,1,i'+l, k'+m} + C_{1,2} \alpha_{1,2,i'+l, k'+m} + \dots \\ + C_{i',k'} \alpha_{i',k',i'+l, k'+m}$$

$$C_j = C_{i'+l, k'+m}, (i' < i, k' < k)$$

ただし、 $\alpha_{i',k',i'+l, k'+m}$ は $X_{i'+l, k'+m}$ が 0 から有限解をとるよう変化するとき $X_{i',k'}$ が変化をうける割合である。また、 $(Z - Z_0)$ はこのときの目標式の増加量を表わす。上式はつきのごとく変形される。

$$Z_j - C_j = -(Z - Z_0) / X_{i'+l, k'+m} \quad (3.10)$$

ところで一組の基底解から $X_{i'+l, k'+m}$ だけ補正することによって生じる目標式の変化量 $(Z - Z_0)$ がある所定値以下の場合、解法の精度に応じて近似的にこれを無視して、この $X_{i'+l, k'+m}$ の補正によって Z は改善されないとみなすことができる。 $\Delta Z = (Z - Z_0)$ と表わすと上式はつぎのようになる。

$$Z_j - C_j = -\Delta Z / X_{i'+l, k'+m} > -A / X_{i'+l, k'+m} \quad (3.11)$$

ただし、 $\Delta Z < A$ 、 A は定数とする。

そこで、近似計算法として、問題の精度を十分考慮すれば、定数 A を求めることができ上式に

よって最適化の判定を行なうことができる。これによって計算手数をいちじるしく減少することができよう。

以上本計画法の実用化のために、二、三の近似的取り扱いについて述べたが、各近似法の特徴は結局つぎのようにまとめることができる。

1. $3 \cdot 2 \cdot 3; A) a)$: 水質保証が必ずしも十分でないが、計算は最も簡単
2. $3 \cdot 2 \cdot 3, A) b)$: 制約式を分割できさえすれば精度は高く、計算も比較的簡単
3. $3 \cdot 2 \cdot 3, B)$: 最終解の精度がかなり正確に予測できる場合はきわめて有効

これらの特徴を十分検討して、適宜要求される精度によって、いずれかの近似法を利用すれば便利である。

3・3 節 水源能力の評価

以上用水取得計画における合理的な水量および水質の配分法について述べてきたが、これらは単にその考え方と解法について記したにすぎない。しかるにここに取り上げた方法では、解かれた解をいかに実用化してゆくかがむしろ非常に重要であり、そのためには最適解の意義を十分把握する必要がある。そこで以下この観点から最も重要と考えられる各制約条件と最適解の意義について若干検討を加えながら水源能力の評価法を考察する。なお、ここでいう最適解とは数学的な意味での解をさし、先述の合理解とは、この数学的最適解を実際計画に取り入れた段階での解をさすことにした。

(1) 水量・水質に対する制約条件の評価

一般に物質の取得、配分などの場合、その物質移動法の最適化問題とその物質の価値問題とは不可分の関係にある。すなわち、最適な物質移動の方法を見い出すことができればその物質の価値は最大限に発揮されている状態にあると判断することができよう。したがって用水の合理的な取得配分方法は前述のごとく総用水経費の最小化などの点から考えてゆく方法であると同時に、取得しうる種々の水源に潜在する価値を常に考慮しつつ、この総潜在価値を最大限に発揮させるような方法を見い出すことでもある。したがって、合理的な用水配分計画法によって最終的に得られた方法に対して、各水源はいかなる貢献をしているのか、いかなる価値を有するものかを検討してみることは非常に有益で興味深いことであろう。同時にまた、全く同様の考え方から各水質制約条件はこの取得方法にいかなる障害をもたらしめているのかなど、各制約条件を同一観点から比較、検討、評価することができれば各制約条件の意味、あるいは各制約条件相互間の関係などを把握するうえにも非常に好都合である。そこで以下水源水の価値判断の行ない方（水源の水量制約条件の評価の行ない方）を中心として各制約条件の評価について若干基

礎的検討を加えてみた。

評価の基準については種々の方法が考えられるがここではつぎの観点からこれを評価してみる。

一般に経済学の分野においては、ある企業が一組の資源を入手して企業活動を行ない、これからある収入を得ている場合、そのおのの資源の価値をつぎのように定義することがある。すなわち、一組の資源から得られる全収入とその総資源からある資源の1単位を減少したときに得られる全収入額との差額はその減少した資源1単位が収入に対していかに貢献していたかを表わしていると考えて、これを減少した資源1単位の限界価値とみなすことがある。

これと同様の考え方を用水取得配分計画に適用しようとする場合、資源1単位すなわち、水源水が1単位減少したときの必要総経費と元の総経費との差額を、直接その水源の価値と呼ぶことにはなお検討の余地があるので、ここでは単にこれをその水源の限界費用と呼ぶことにする。しかし、この限界費用と価値とは非常に密接な関係にあり、限界費用が価値を決定する大きな要素であることはいうまでもない。

いま、先述の最適化計算から水源 i がその保有する水量 X_i^* のうち $X_i^{*'}$ の水量を各用途 k に $\bar{X}_{i.k}$ ずつ供給すべきという解を得た場合、水量の制約条件からは、

$$X_i^* \geq X_i^{*'} = \sum_{k=1}^{k=K} X_{i.k}, \quad (i=1,2,3,\dots, I) \quad (3.12)$$

$$X_k = \sum_{i=1}^{i=I} X_{i.k}, \quad (k=1,2,3,\dots, K) \quad (3.13)$$

が成立し、水質の制約条件式(3.3)'においても $X_{i.k} = \bar{X}_{i.k}$ とおきかえられる。また式(3.4)はつぎのようになっている。

$$Z = Z_{\min} = f(C_{i.k}, \bar{X}_{i.k}) \quad (3.14)$$

ここでまず各制約条件のうち、水源水の限界費用を検討するという意味で、水源の水量上の制約条件を評価する方法について考えてみる。水源 i の水量制約が取得計画最終解に与えている意義を評価することはその限界費用を求めることによって得られるので、まず、水源 i の水量制約値 X_i^* から微小単位水量 ΔX_i だけ減少させてみる。この ΔX_i のとり方(大きさ)によって得られる限界費用の値に若干差が生じ、厳密にはこの ΔX_i のとり方を設定する必要がある。しかも後述文章からもわかるように、 ΔX_i はあまり大きすぎると得られる結果が平均費用化して、限界費用の意義がうすれる。また小さすぎても、有意の値が得られず、目的を達することができない。したがって、現研究段階では一応、 X_i^* の大きさと、解法の精度から考慮して適当な値を定めることにする(X_i^* の10~50%程度)。ところで、 $X_i^* > X_i^{*'}$ で、 $X_i^* -$

$X_i^* \geq \Delta X_i$ のとき、 ΔX_i だけの減少があれば、厳密には X_i^* (または $X_i^{*'}$) の微小変化によって $C_{i,k}$ などごく微量変化すると考えられるが近似的に $\bar{X}_{i,k}$ の最終結果は一般にはほとんど影響を受けないといえるので、 ΔX_i 減少したときの全用水経費 Z は式 (3.14) の Z_{\min} に等しく、 ΔX_i の減少が用水経費に与える影響は近似的に 0 であるといえよう。ゆえにこのとき X_i^* の限界費用は 0 であり、この制約条件は 0 と評価される。

一方、 $X_i^* - X_i^{*'} < \Delta X_i$ 、または $X_i^* = X_i^{*'}$ のときは、この ΔX_i の減少によって取得配分状況は次のように変化し、限界費用を生ずる (ただし、 ΔX_i の減少によって $\sum_{i=1}^I X_i^* < \sum_{k=1}^K X_k$ となるときは、便宜的に ΔX_i の増加によって限界費用を求めてもよい)。 ΔX_i の減少にともなう配分状況の変化量は次式から求めることができる。すなわち、式 (3.2) のうち、第 i 式のみを、

$$X_i^* - \Delta X_i \geq \sum_{k=1}^{k=K} X_{i,k} \quad (3.15)$$

のごとく変化させ、新たに同じ方法で最終解 $\bar{X}'_{i,k}$ を求める。このとき得られる Z は次式のとおりである。

$$Z = Z'_{\min} = f(C_{i,k}, \bar{X}'_{i,k}) \quad (3.16)$$

このとき水源 i の供給可能水量 ($X_i^* - \Delta X_i$) は $\bar{X}'_{i,k}$ の値からもわかるように、全量取水されて、水源 i の限界費用 (V_i) はつぎのように求まる。

(A) $X_i^* = X_i^{*'}$ のとき、

$$V_i = \frac{Z'_{\min} - Z_{\min}}{\Delta X_i}$$

(B) $X_i^* - X_i^{*' \leq \Delta X_i$ のとき、

$$V_i = \frac{Z'_{\min} - Z_{\min}}{\Delta X_i - (X_i^* - X_i^{*'})}$$

(3.17)

以上水源 i に関する限界費用の求め方を示したが、この限界費用の意味は結局、変量 ΔX_i の有無によってどれだけの損益がもたらされるかを金額によって表現したものであるから、(A) の場合、水源の水量制約条件 X_i^* は全体計画の総経費にいかなる増減をもたらすものであるかという意味で価値評価されるといえよう。したがってこの限界費用が正の大きい値をとればとるほど、この制約条件は全体計画に重要な制約を加えていることが明らかとなり、計画案改良の方向とか、

水源 i の再開発の方向などがこの値によってかなり明確に判断されるものと思われる。また同様に (B) の場合は、水源 i の保有水量のうち現に使用されている水量の最終 1 単位の水量がいか

に評価されるかを示していることはいうまでもない。

一般に、以上の考え方から、最終一単位に限らず、使用される水のあらゆる水量での水の評価を行なうことが可能である。すなわち、任意の点での水の限界費用はその時点の水量を最大水量であると仮想した状態で、以上に記したごとく微小水量の有無の効果を算定することによって求めることができるけれども、各制約条件の拘束力の評価を目的とする本文においては、必ずしも使用水の任意点での限界費用を求めることが目的ではなく、これを求めるための必要諸条件をここに詳記することを省略した。

つぎに、以上と全く同様の考えから、各水質制限値 $a_{0,j,k}$ の評価について述べる。考え方、および各計算の意味は先の X_i^* の評価のしかたと同じであり、容易に理解しうるので重複をさけて簡単に説明する。

先に示した取得計画によって最終結果、 $\bar{X}_{i,k}, Z_{\min}$ が求まればひきつづき、つぎの計算を行なう。式 (3.1), (3.2), (3.4)' は元のままで、式 (3.3)' のうち水質項目 j に関するものを

$$\sum_{i=1}^I a_{i,j,k} X_{i,k} \leq (\text{または}, \geq) (a_{0,j,k} - \Delta a_{0,j,k}) X_k \quad (3.18)$$

と変化させて、再度 Z の最小化計算を行なう。これによって得られた新たな解 $\bar{X}_{i,k}^*, Z_{\min}^*$ から $a_{0,j,k}$ の限界費用 $V_{j,k}$ はつぎのように求まる。

$$V_{j,k} = (Z_{\min}^* - Z_{\min}) / \Delta a_{0,j,k} \quad (3.19)$$

この $V_{j,k}$ の値による $a_{0,j,k}$ の評価の仕方は先の V_i の場合と全く同じであり、特に V_i と $V_{i,k}$ との評価の基準が同一であるから、 X_i^* と $a_{0,j,k}$ 相互の比較検討を行なうことも容易である。

以上、 X_i^* (あるいは $X_i^{*'}), a_{0,j,k}$ の各制約条件の評価の行ない方、および評価の意義などについて述べたが、さらに他の制約条件も全く同様の考え方から評価することができよう。たとえば各水源水の水質 $a_{i,j,k}$ の評価についても近似的に $a_{i,j,k}$ の微小変化によって他の要素 ($C_{i,k}$ など) がなんら影響をうけないと仮定しうる場合、同様に $(a_{i,j,k} - \Delta a_{i,j,k})$ を $a_{i,j,k}$ と置きかえた式 (3.1), (3.2), (3.3)', (3.4)' を解き $a_{i,j,k}$ の限界費用計算値を求めることができる。なお、ここで $\Delta a_{0,j,k}, \Delta a_{i,j,k}$ のとり方は ΔX_i の場合と同様に考える。

このように上記以外の各制約条件についても容易に評価しうるものであり、かつこれを評価するとの意義も十分大きいことを示すことができたが、ただ計算の手数は必ずしも少なくないので計算は極力能率よく行なう必要がある。電子計算機の利用、線型計画法における双対問題解法の利用、あるいは線型計画法における計算便法などを十分利用して計算することが必要であろう。

(2) 最適解の評価

ここに取り上げる用水の水量および水質の配分では、種々の制約条件を満たさねばならないという前提に立ち、これら制約条件をモデル化して多くの不等式条件によって表現し、そして計画合理化のための目標関数を最小にする方法について述べてきた。

ところで、問題をモデル化して得られる数学的に唯一の解、いわゆる最適解が実際計画にとっていかなる意味があるかを検討してみることはきわめて重要である。したがって数学的最適解を前もって予測評価したり、得られた解の評価検討を行なって、その精度、合理化の程度を知ることができれば非常に好都合である。

ところで、本計画法における最適解が、実際計画における真の最適解と誤差が生じる要素としては

- (1) 問題をモデル化して水源数、用途数、あるいはとり上げる水質項目数など影響範囲を選定（限定）することによる誤差
- (2) 問題のモデル化において諸現象を数式化することによる誤差
- (3) 数式の諸係数に諸定数を定めることによる誤差（非定常な数を定数化することによる誤差、あるいは、ある範囲内を変動する数値を代表値によって定数化して取り扱うことによる誤差などを含む）
- (4) 解法上の誤差
- (5) その他

などがある。これらのうち、(1)については諸項目を十分余裕をとり、広範囲に数多くとりさえすればその誤差をなくすることが可能であり、(4)についても近似解法については論外とすれば計算誤差以外、なんら外部誤差は入らないともいえるので一般的解法では無視しうるものとすることもできよう。結局、最も重要な誤差は(2)と(3)であるともいえる。しかし、(2)の誤差については、さらに検討すべき問題も多いが、ここでは式(3.1)、式(3.2)ともに完全に成立するうえに式(3.3)'も完全に成立することが多く、式(3.3)'の一部と式(3.4)'のみ問題を残す状態であるので、一応この(2)の誤差は(3)に包含させうるものとして、考察した。そこで以下においては、問題を数式化するとき生じる誤差はその式中の諸係数の誤差に含めて取り扱うことにした。したがって、ここでの最適解の精度（あるいは誤差）とは厳密には、数式

化に生じる誤差を諸係数の誤差の中に含ませうという仮定のもとでの実際計画における真の最適解を基準として、これと本計画法によって得られる最適解との差について評価検討したものであり、数学的な意味での精度とは若干ニュアンスを異にしている。

まず合理化の程度は簡単に次式によって表わすことができよう。

$$E \doteq \frac{\bar{Z} - Z_{\min}}{\bar{Z}} \times 100 \quad (3.20)$$

ただし、 E は合理化の程度(%)、 \bar{Z} は本計画法を用いないで行なった計画での必要総用水経費、 Z_{\min} は本計画法によって得られる数学的な最適解による必要総用水経費である。ところで E の精度は Z_{\min} の精度を求めることによって知ることができるので、ここではこの Z_{\min} の精度を求める方法について一つの簡便法を示してみる。

上記数学的最適解と実際計画での最適解との誤差を検討するためには、問題を模型化する段階で各式の諸係数に含まれる誤差がいかに最適解に影響を与えているかを検討すればよい。ところで模型化したときの各式の諸係数が実際値とどの程度の差があるかはその諸係数を定めるときに比較的容易にこれを概略推測することができる。

いま各式の諸係数の誤差の程度を推定することができたとする。3.3.1に述べた原理によって、たとえばある制約式中の一係数 K_l を評価してこの限界費用計算を行なってみると、 K_l の微小1単位 ΔK_l の存在が総用水経費 Z_{\min} に ΔZ_{Kl} の貢献をしている、あるいは Z_{\min} に ΔZ_{Kl} の差を生ずることがわかるはずである。

K_l の精度が P_{Kl} (%)であれば、 K_l の誤差量 δK_l は

$$\delta K_l = K_l \times \frac{100 - P_{Kl}}{100} \quad (3.21)$$

であるから、この誤差が Z_{\min} に与える影響量 δZ_{Kl} は近似的に比例配分することによって

$$\delta Z_{Kl} \doteq \frac{\Delta Z_{Kl}}{\Delta K_l} \times \delta K_l = V_{Kl} \times \frac{100 - P_{Kl}}{100} \times K_l \quad (3.22)$$

と表わせよう。ただし V_{Kl} は K_l の限界費用計算値。

したがって係数 K_l の誤差が Z_{\min} に与える影響は次式によって求められる。

$$\frac{\delta Z_{Kl}}{Z_{\min}} \times 100 = \frac{V_{Kl} \times K_l}{Z_{\min}} (100 - P_{Kl}), (\%) \quad (3.23)$$

この結果、 Z_{\min} の精度は次式により求められる。

$$P_Z = 100 - \frac{\delta Z_{Kl}}{Z_{\min}} \times 100$$

$$= 100 \left(1 - \frac{V_{Kl} \cdot K_l}{Z_{\min}} \right) + \frac{V_{Kl} \cdot K_l \cdot P_{Kl}}{Z_{\min}}, (\%) \quad (3.24)$$

以上は一係数に含まれる誤差がいかん Z_{\min} に影響をおよぼしているかを求める方法について、その原理を記したものである。したがって誤差を含む数多くの係数が存在するとき、これらの誤差がいかん Z_{\min} に影響をおよぼすかについても上と全く同じ考え方からこれを検討することができよう。すなわち、方法としては係数 K_l ($l=1, 2, 3, \dots, L$) を同時に微小量変化させたときの限界費用計算値を求めることによってこれを求めることができるはずである。

以上のごとく最適解の精度を近似的に求めることができるので、これによって本計画法の合理解が実際計画に対していかなる精度のものであるかほぼ推定できよう。

3・4 節 水源配分と水源評価の例

以上に示した水量水質配分法および水源能力評価法によっていくつかの水源能力を検討し、結果を簡単に例示しておく。

3・4・1 例－1

大阪府下のある工業地域は表3・1に示すような必要がある。そこで周辺の利用可能な水源を取り上げて評価検討してみる。利用可能と考える水源は表3・1に示す通りである。各水源水

表3・1 需要水量と供給水量
(単位 $\text{m}^3/\text{日}$)

水	名 称	A. 上 水 道	B. 工業用水道	C. 河 川	D. 海 水	E. 回 収 水
源	供給可能 最大水量	20 000	655 000	30 000	1 000 000	175 900
用	名 称	1. 飲料・その他	2. ボイラー用	3. 直接冷却用	4. 間接冷却用	合 計
途	必要水量	47 100	18 200	527 600	947 300	1 540 200

注) Dの最大水量は無限であるが、計算の都合上、一つの有限値を与えたにすぎない。

が種々の段階に処理されてから利用されることもありうることを考え合せ、水源をつぎに示すような処理程度によって、細分し、そのおのおのを独立した水源とみなして検討を行なった。

- A. 上水道水：{ $i = 1, \dots$ 上水道水, $i = 2, \dots$ 上水を軟化処理した水 }
- B. 工業用水道水：{ $i = 3, \dots$ 工業用水道水, $i = 4, \dots$ 工業用水道水を砂ろ過し, 殺菌処理した水, $i = 5, \dots$ 工業用水道水を砂ろ過し, 軟化処理した水 }
- C. 河川水：{ $i = 6, \dots$ 河川水の無処理の水, $i = 7, \dots$ 河川水を沈殿処理した水, $i = 8, \dots$ 河川水を沈殿させた後, ろ過し, 殺菌処理した水, $i = 9, \dots$ 河川水を沈殿させた後, 砂ろ過し, 軟化処理した水 }
- D. 海水：{ $i = 10, \dots$ 海水に塩素注入処理した水, $i = 11, \dots$ 海水を淡水化処理した水 }
- E. 回収水：{ $i = 12, \dots$ 冷却水を回収し, 冷却処理した水 }
- しかる後, 細分化された各水源が供給しうると考えられる水質値を調査し, さらに各需要が要求する水質制限値をも調べ表 3・2 が明らかになった。

表 3・2 名古屋市における需要水量の増加

(昭和 35 年拡張)

	昭.35年	36年	37年	38年	39年
有 収 水 量 $Q' (10^6 \text{ m}^3/\text{年})$	116.6	131.6	140.7	154.2	162.3
総 水 人 口 $P (10^3/\text{人})$	142.2	151.1	158.0	170.7	178.9
1人当り有収水量 $q' (m^3/\text{人} \cdot \text{年})$	81.5	87.0	89.0	90.5	90.8
有 収 率 (%)	69.9	71.2	69.6	71.1	68.7
給水能力利用率 (%)	78.2	93.4	102.2	98.0	99.5

注) Q', q' は Q, q の補正前のなまの実績値

次に, 上記各水源からの処理水の単位水量コスト ($C_{i,k}$) を求めるために, 各必要処理施設の見積り設計を行ない, 導水, 配水施設のための費用, 維持費を加味して $C_{i,k}$ を決定した。結果を図 3・4 に示す。

ところで種々の解法のうち, ここでは 3・2・2 に示した線型計画法を導入する解法を適用することにしたので $C_{i,k}$ は定数でなければならない。そこで $C_{i,k}$ の範囲分けを行ない, 各曲線を階段状に直線化して図 3・5 のごとく変形して取り扱う。

ここで, 各水質およびコストデータを用いてすでに述べた方法で水源配分の検討を行なう。合理的配分のための条件式は次に一例を示す通りである。

図 3・4 用水単位水量コスト C_i 図

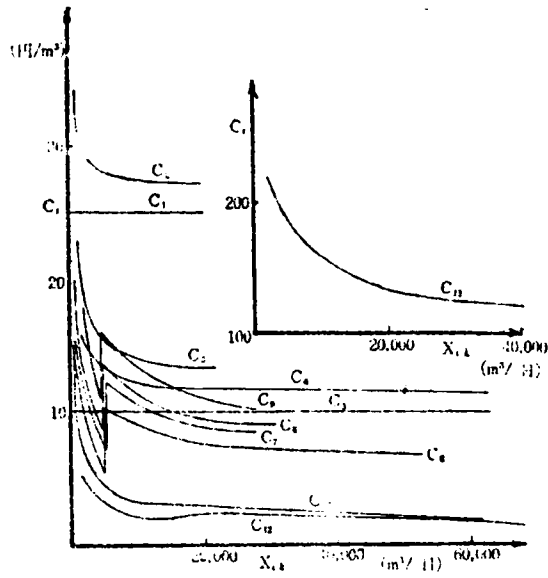


図 3・5 C_i の定数化曲線図

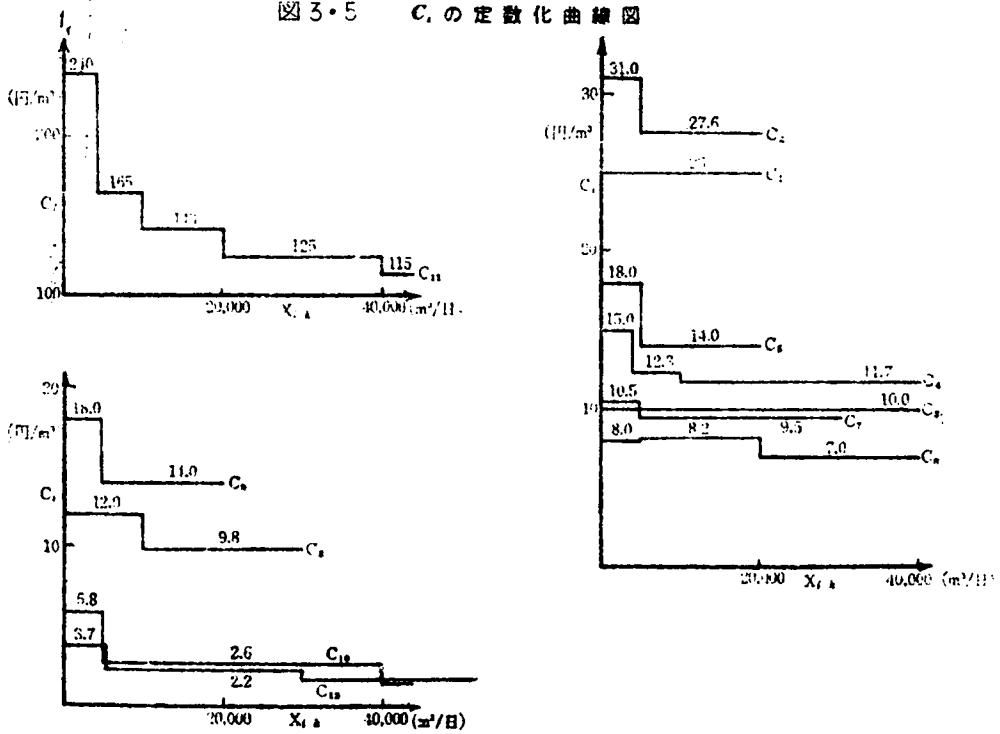


表 57 続

	$0.7 Y_1$	$+ 22.5 X_{10} + 0.7 X_{11} +$	$+ 20.0 X_{12} +$	$+ 10 X_{13} \leq 20 \times 47 100$	(値 域)
$4.4 X_{14} + 1.4 X_{15}$	$- 2.7 X_{16} + 5 X_{17} + 1.5 X_{18}$	$- 23.8 X_{19} + 2.7 X_{20} + 1.5 X_{21} +$	$+ 10 X_{22} +$	$+ 52 X_{23} \leq 5 \times 47 100$	(値 域)
$10.2 X_{24} + 1.2 X_{25}$	$+ 5.4 X_{26} + 2 X_{27} + 7 X_{28}$	$- 8.2 X_{29} + 3.1 X_{30} + 5.7 X_{31} + 6.7 X_{32} + 19.90 X_{33} +$	$+ 52 X_{34} +$	$+ 20 X_{35} \leq 200 \times 47 100$	(値 域)
$4.64 X_{36} + 3.54 X_{37}$	$+ 2.02 X_{38} + 2.24 X_{39} + 34 X_{40}$	$- 7.25 X_{41} + 2.82 X_{42} + 2.24 X_{43} + 2.34 X_{44} +$	$+ 15 X_{45} +$	$+ 1.81 X_{46} \leq 10 \times 47 100$	(値 域)
$32.2 X_{47}$	$- 39.6 X_{48} + 28.4 X_{49}$	$+ 36 X_{50} + 29.6 X_{51} + 29.4 X_{52} +$	$+ 5.290 X_{53} +$	$+ 94 X_{54} + 62.4 X_{55} \leq 300 \times 47 150$	(値 域)
$67.0 X_{56} + 0.6 X_{57}$	$- 71.6 X_{58} + 67.2 X_{59} + 0.8 X_{60}$	$- 14.0 X_{61} + 71.6 X_{62} + 67.2 X_{63} + 66.8 X_{64} + 24.700 X_{65} +$	$+ 208 X_{66} +$	$+ 532 X_{67} \leq 590 \times 47 100$	(値 域)
$0.92 X_{68}$	$+ 0.73 X_{69} + 0.61 X_{70}$	$+ 0.49 X_{71} + 0.03 X_{72} + 0.61 X_{73}$	$+ 0.6 X_{74} +$	$+ 0.27 X_{75} \leq 0.30 \times 47 100$	(値 域)
	$+ 11 X_{76} + 0.3 X_{77} + 0.3 X_{78} + 0.3 X_{79} + 0.3 X_{80} +$	$30 X_{81} +$	$+ 1.1 X_{82} \leq 6.30 \times 47 100$	(値 域)	(値 域)
	$0.7 Y_2 +$	$+ 12.5 X_{83} + 9.7 X_{84}$	$+ 26.0 X_{85} +$	$+ 10 X_{86} \leq 0.5 \times 18 200$	(値 域)
$32.1 X_{87}$	$- 26.8 X_{88} + 29.4 X_{89}$	$+ 30 X_{90} + 29.6 X_{91} + 28.4 X_{92} +$	$+ 3.280 X_{93} +$	$+ 14 X_{94} \leq 5.00 \times 18 200$	(値 域)
$17.1 X_{95} + 17.4 X_{96}$	$+ 17.0 X_{97} + 17.4 X_{98} + 17.4 X_{99}$	$+ 16.8 X_{100} + 17.4 X_{101} + 17.4 X_{102} +$	$+ 17.5 X_{103} + 17.5 X_{104} +$	$+ 30 X_{105} \leq 25 \times 527 600$	(値 域)
$32.3 X_{106}$	$+ 29.6 X_{107} + 29.4 X_{108}$	$+ 29.0 X_{109} + 29.6 X_{110} + 28.4 X_{111} +$	$+ 32.40 X_{112} +$	$+ 94 X_{113} \leq 50 \times 527 600$	(値 域)
$0.62 X_{114}$	$+ 0.65 X_{115} + 0.61 X_{116}$	$+ 0.49 X_{117} + 0.05 X_{118} + 0.61 X_{119}$	$+ 0.60 X_{120} +$	$+ 0.27 X_{121} \leq 0.5 \times 527 600$	(値 域)
$X_{122} + X_{123} + X_{124} + X_{125} + X_{126} = 20 000$					
$X_{127} + X_{128} + X_{129} + X_{130} + X_{131} + X_{132} = 655 600$					
$X_{133} + X_{134} + X_{135} + X_{136} + X_{137} + X_{138} + X_{139} + X_{140} = 30 000$					
$X_{141} + X_{142} + X_{143} + X_{144} + X_{145} + X_{146} + X_{147} + X_{148} + X_{149} + X_{150} = 47 100$					
$X_{151} + X_{152} + X_{153} + X_{154} + X_{155} + X_{156} + X_{157} + X_{158} + X_{159} + X_{160} = 18 200$					
$X_{161} + X_{162} + X_{163} + X_{164} + X_{165} + X_{166} + X_{167} + X_{168} + X_{169} + X_{170} = 527 600$					

附 録 式

$$\begin{aligned}
 Z = & 25 X_{101} + 25 X_{102} + 27.0 X_{103} + 27.0 X_{104} + 27.0 X_{105} + 27.0 X_{106} + 11.7 X_{107} + 11.7 X_{108} + 11.7 X_{109} + 11.7 X_{110} + 11.7 X_{111} + 11.7 X_{112} \\
 & + 14.0 X_{113} + 14.0 X_{114} + 14.0 X_{115} + 14.0 X_{116} + 14.0 X_{117} + 14.0 X_{118} + 14.0 X_{119} + 14.0 X_{120} + 14.0 X_{121} + 14.0 X_{122} + 14.0 X_{123} + 14.0 X_{124} + 14.0 X_{125} \\
 & + 11.0 X_{126} + 11.0 X_{127} + 11.0 X_{128} + 11.0 X_{129} + 11.0 X_{130} + 11.0 X_{131} + 11.0 X_{132} + 11.0 X_{133} + 11.0 X_{134} + 11.0 X_{135} + 11.0 X_{136} + 11.0 X_{137} + 11.0 X_{138} + 11.0 X_{139} + 11.0 X_{140}
 \end{aligned}$$

検討結果のみを取り上げ、合理的な用水取得法を既存計画と対比させながら示したのが表 3・3

表 3・3

計画 種類 用途	新しく行なった用水取得計画			既存用水取得計画			両者の 差 額 (円/日)
	水の 種 類	水 量 (m ³ /日)	水経費 (円/日)	水の 種 類	水 量 (m ³ /日)	水経費 (円/日)	
飲料・その他	工業用水(ろ過)(殺菌)	47 100	551070	上 水 道 水	47 100	1153 000	601930
ボ イ ラ ー	工業用水(ろ過)(軟化)	15 700	219 800	上 水 (軟 化)	18 200	546 000	301 200
	工業用水道水	2 500	25 000				
直 接 冷 却	工業用水道水	320 000	3200 000	工業用水道水 回 収 水	439 600 88 000	4396 000 149 500	833 580
	回 収 水	177 600	301 920				
	河川水(無処理)	30 000	210 000				
間 接 冷 却	海水(塩素注入)	947 300	1420 950	工業用水道水 海水(塩素注入)	190 000 757 300	1900 000 1136 000	1615 050
合 計		1540 200	5927 820		1 540 200	9280 500	3351 760

注) ()内は添加処理を示す。たとえば工業用水(ろ過)(殺菌)は工業用水道水を購入し、さらにこれを砂ろ過し、殺菌処理を加えることをさす。

である。表からもわかるように本計画は既存計画よりほぼ 330 万円/日の用水経費を節約できるものであることが明らかとなった。すなわち、ほぼ

$$E = \frac{Z - Z_{\min}}{Z} \times 100$$

$$= \frac{9280500 - 5927820}{9280500} \times 100 \div 36\%$$

程度の合理化(経費の低減)を行なうことができたのである。ただし上記検討のうち、既存計画の数値には、仮定値、推定値が含まれているのでこの E の値はあくまで概数を示しているにすぎないけれども、本計画案は既存計画に対比して大巾に経済的な計画であることを明らかにすることができた。さらに、水源評価法の 1 つとして、各水源水量の限界費用を求めてみたところつぎの結果を得た。

水源 A (上水道)、水源 B (工業用水道)、水源 D (海水)の各限界費用は 0、すなわち各水源水量には余裕があり、計画案では各水源供給可能最大水量を下まわる水量しか使用しない。したがってこの計画のためにこれらの水源の供給可能最大水量を大きくするために開発したりする必要は全くないことを示している。一方、水源 C (河川)の限界費用は 1.8 円/m³、水源 E (冷却水回収)の限界費用は 8.3 円/m³であった。これによって両水源の供給可能最大水量は十分利

用しつくされており、ともに最大水量を増せば増すほど、総用水経費の安い計画案を作ることができることがわかる。しかも限界費用は冷却水を回収し、処理した水の方がはるかに大きい値を示しているところから、この方が全体計画に大きな制約条件を与えていることが明らかとなった。もし必要水量が増大して各水源のうち、いずれかの水源の供給可能最大水量を増したいとき、限界費用の大きい冷却水の回収水の開発を行なうことが本計画案には最も有利であるといえる。つぎに水質の限界費用計算値の一例として各用途に対する濁度制限値の限界費用計算値を求めたところ0であった。これから本計画では濁度に対する制約はゆるく、各水源の水質については濁度よりも他の水質に注意を払ってゆかねばならないことが明確になった。

なお補足すべき興味ある結果として、以上の検討結果では海水の淡水化水を利用しない方がよいという答を得ている。わが国でも今後巨大な海水水源をいかに活用すべきかの決定に迫られることを予測できるが、本検討結果はそういった問題に対しても一つの方向性を示しているものと解釈できよう。

3.4.2 例 - 2

大阪府下にて1970年開催予定の万国博覧会会場用水に対する水源について簡単に検討を加えてみる。問題は2通りに大別され、周辺水源の選定問題と会場内人工湖の水源としての利用可否に関する問題がある。周辺都市の需要増をも考え併せ図3・6に示すような用水配分法のうち

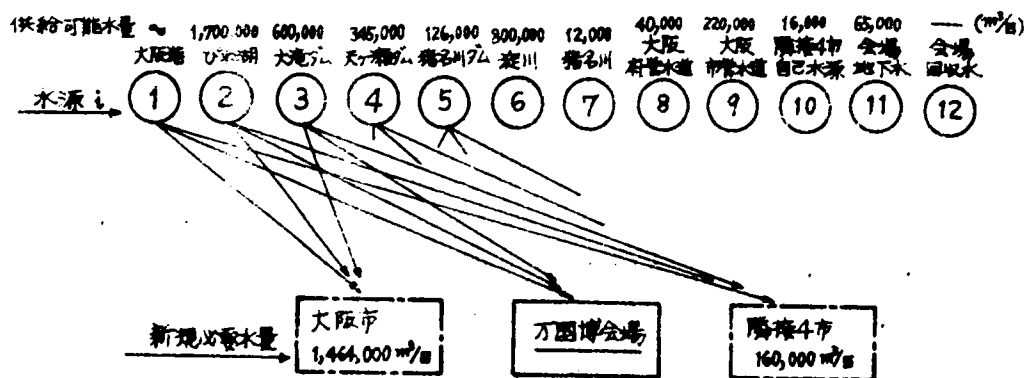


図3・6 利用可能水源図

合理的な（安価な）取水法を検討したところ、万国博会場としては表3・4のように取水するのが合理的という結果をえた。〔3・7〕 なお、各水源水の水質、各輸送距離、その費用など検討に必要な資料は例1と同様に取り扱っている。結果から水源の評価を行なえば、当然のことながら需要水量規模が比較的小さいときは淀川、猪名川などの近隣河川が水源として効果的で、水量規模が大きくなれば一気にびわ湖その他の大水源に依存する方が合理的となり、近隣河川はこ

表 3・4 万国博覧会会場用水の合理的水源検討結果

水量 単位(千 m^3 /日)

需要 水量規模	水源名	びわ湖	淀 川	大 ダ 滝 ム	猪名川	天 ダ ダ ム	会場内 地下水
100万 m^3 /日のとき		1000	—	—	—	—	—
50 "		176	—	—	—	259	65
10 "		—	88	—	12	—	—
2 "		—	8	—	12	—	—

の会場需要にとっては水源としての価値を失うことがわかる。さらに詳細な会場内需要予測の結果〔3・8〕, 会場に供給すべき水量は約6万 m^3 /日であると推定されたので, 水源を淀川とし大阪府営水道を通じて給水するよう推奨できた。結果的に会場内の需給システムを図3・7のよう

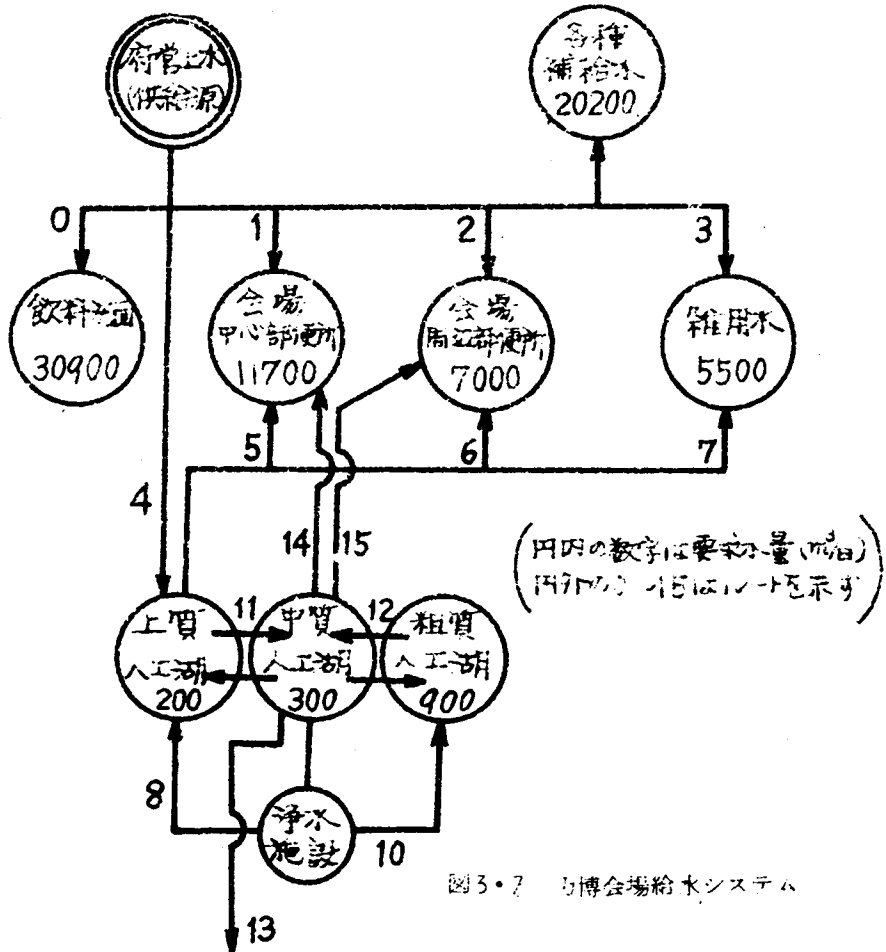


図3・7 万国博覧会会場給水システム

に計画したので、ここで合理的な給水法を追求することになるが、問題は会場内人工湖が雑用系統などの需要に対し水源たりうるかである。上質湖の濁度を 3 ppm、粗質湖を 10 ppm に維持する場合を一例として中質湖の水源価値を評価してみる。中質湖の水質を r ppm 以下に維持するときの条件式はつきの通りである。

(I) 水量収支関係式 (単位 m^3 /日)

$$X_1 + X_5 + X_{14} = 11,700$$

$$X_2 + X_6 + X_{15} = 7,000$$

$$X_3 + X_7 = 5,500$$

(3.26)

$$X_4 + X_8 = X_5 + X_6 + X_7 + X_{11} + 200$$

$$X_4 \geq 1,500$$

$$X_{11} + X_{12} = X_8 + X_9 + X_{10} + X_{13} + X_{14} + X_{15} + 300$$

$$X_9 + X_{10} = X + 900$$

(II) 水質関係式 (飲料・洗面用、補給水以外はとくに水質制限を設けない。単位 gr /日)

$$3(X_5 + X_6 + X_7 + X_{11}) \geq 40,000$$

$$r \cdot (X_8 + X_9 + X_{10} + X_{13} + X_{14} + X_{15}) \geq 3X_{11} + 10X_{12} + 53,400 \quad (3.27)$$

$$10X_{12} \geq 5X_9 + 29,600$$

ところで、各経路における単位水量あたりの給水費用を C (たとえば経路 8 の単位水量給水費用は C_8) と表わすと、上記給水システムにおける全給水費用 Z は、1 日あたり、次のようになる。

$$\begin{aligned} Z = & C_3 X_3 + C_4 X_4 + C_5 X_5 + C_6 X_6 + C_7 X_7 + C_8 X_8 + C_9 X_9 \\ & + C_{10} X_{10} + C_{11} X_{11} + C_{12} X_{12} + C_{13} X_{13} + C_{14} X_{14} + C_{15} X_{15} \quad (3.28) \\ & + (\text{飲料・洗面用水給水費}) + (\text{補給水給水費}) \end{aligned}$$

このときの合理的な給水法は表 3・5 に示すごとく決定される。中質湖維持水質値と総給水費の関係は図 3・8 のようになり、水質をできるだけ上質に維持する方が用途もふえ、かつ総給水費も減少し、利用価値が高まることがわかる。一般的に言えば、水源の利用用途を増やすために (あるいは維持するために) 水質を上質に維持保全することは維持経費増大のため困難な問題とされている。しかし、ここに得られた結果では水質を良質に維持する方がかえって総経費も安くなり用途も増大し水源としての価値を高めることになることを示しているので興味深い。

表3・5 中質湖水の水質設定値を変えた場合の合理的給水システム (単位 $\text{m}^3/\text{日}$)

(a) 中質湖水質10°のとき

総給水費用 $4,097.1 \times 10^3$ 円/日

用途 水源		飲洗 ・ 料面	会部 場便 中心所	会部 場便 周辺所	雑 用	上 質 湖	中 質 湖	粗 質 湖	そ補 の給 他水量	放 流 水量	総水 導 入量
上 水		30,900	—	—	5,500	1,200	—	—	20,200		57,800
上人工 質湖	無処理	—	2,350	7,000	—	—	3,983	—			
中質人工 湖	無処理	—	9,350	—	—	—	—	—			
	浄処理	—	—	—	—	12,333	—	3,660			
粗人工 質湖		—	—	—	—	—	2,960	—			

(b) 中質湖水質8°のとき

総給水費用 $4,094.2 \times 10^3$ 円/日

用途 水源		飲洗 ・ 料面	会部 場便 中心所	会部 場便 周辺所	雑 用	上 質 湖	中 質 湖	粗 質 湖	そ補 の給 他水量	放 流 水量	総水 導 入量
上 水		30,900	—	—	5,500	1,200	—	—	20,200		57,800
上人工 質湖	無処理	—	2,350	7,000	—	—	3,983	—			
中質人工 湖	無処理	—	9,350	—	—	—	—	18,299			
	浄処理	—	—	—	—	12,333	—	—			
粗人工 質湖		—	—	—	—	—	17,599	—			

(c) 中質湖水質 6° のとき

総給水費用 $4,014.5 \times 10^3$ 円/日

用途 水源		飲洗・ 料面	会場 中心所	会場 便所 周辺	雑 用	上 質 湖	中 質 湖	粗 質 湖	その 補給 水量 他	放 流 水量	総水 導 入 量
上 水		30,900	—	—	5,499	1,200	—	—	20,200		57,800
上人工 質湖	無処理	—	2,350	7,000	—	—	3,983	—			
中質人工 湖	無処理	—	9,350	—	—	—	—	9,149			
	浄処理	—	—	—	—	12,333	—	—			
粗人工 質湖		—	—	—	—	—	8,449	—			

(d) 中質湖水質 4° のとき

総給水費用 $3,988.0 \times 10^3$ 円/日

用途 水源		飲洗・ 料面	会場 中心所	会場 便所 周辺	雑 用	上 質 湖	中 質 湖	粗 質 湖	その 補給 水量 他	放 流 水量	総水 導 入 量
上 水		30,900	—	—	5,500	1,200	—	—	20,200		57,800
上人工 質湖	無処理	—	1,400	7,000	—	—	4,896	—			
中質人工 湖	無処理	—	10,300	—	—	—	—	6,100			
	浄処理	—	—	—	—	12,333	—	—			
粗人工 質湖		—	—	—	—	—	5,400	—		1,826	

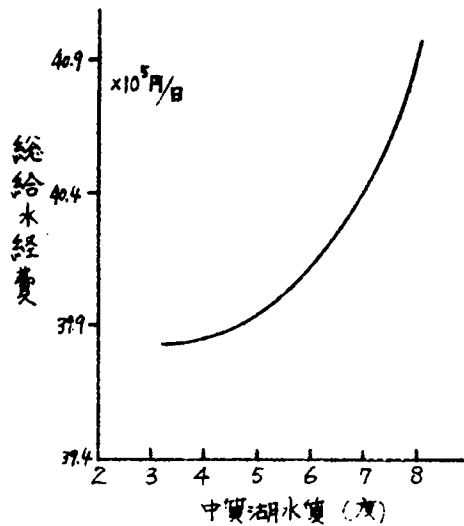


図3・8 中質湖水質と総給水経費の関係

3・5 節 結 語

用水取得配分計画は従来ややもすると各需要者が単独で最も容易に取水しうる水源から用水取得を行なう例がかなりあり、不経済な用水取得を行なっていることも多く、全般的にみても、不合理な状態となっているのが多々見うけられるのである。また、全域をとり上げた計画でも水量を中心とした平均的な方策が主であった。本文はまずこの点の改善を目的とし、あわせて水量と水質の合理的な配分法について基礎的研究を行なったその研究成果の一部であり、水を使用する側の共通の要望条件を基礎として、それらの集合したシステムにおいての最適配分形態を求めることを考え、一つの方法論を展開したものである。このような計画の最適化の方法としては、近似解法に重点をおき簡単に解きえて利用しやすいことを第一と考え、主として問題を一次式に表現することと、その特性、応用の方法についても十分な考察を加えておいた。

第2章での総括分析で工業用水需給は第一段の合理化がかなり進んでいることを指摘したが、本節の検討はこの第一段合理化に一つの有効かつ具体的な手法を提示しているともいえる。

第 4 章 広域水源の水質供給能総括分析

4・1 節 概 説

従来、汚濁水質を表示する場合、多項目の水質を列記して、汚濁水質表示とするのが一般的である。あるいは、これら多項目の水質から代表項を選定し、その値によって汚濁水質を相対的に比較する便宜的な方法もある。基本的には、水の性状そのものを直接表示して、その性状が清澄な水より異なっていればいほど水質は悪化しているとする考え方に基づく。しかし、ある種の用途にこの水がいかにか好都合あるいは不都合な水であるかは厳密にいて別問題であり、水の各用途に応じて別個に決定しうるものである。ある水質汚濁の影響、汚濁による被害の程度あるいは水質汚濁防止活動のもたらす利益などを考えるとき、すなわち汚濁の実態を論ずるに当っては水質性状そのものよりも、その性状がもたらす各種の影響をも考慮して水質を定量化する方がより便利であり、実際効果的である場合が少なくない。特に多項目、たとえばある水源のBOD 2 ppm、硬度 50 ppm の水とBOD 1 ppm、硬度 100 ppm の水とどちらがより汚濁しているかを、用途を限定することなく結論づけることは非常に困難である。さらに項目数が増し、30～40項目にわたる精密な水質試験成績を与えられても、これらすべての測定値を汚濁の程度として定量化することは非常に困難である。水資源の活用、汚濁防止策を検討するに当って、資源の利用を広範囲に、広域的に考慮する場合が少なくない。水源の汚濁を防止することによって得られる効果がいかにか波及しうるかも考慮される。たとえば、水道水源への効果、農業用水、水産用水、工業用水、レクリエーションあるいは修景効果を高揚するのにいかにか効果があるかなどである。今後、ますます水資源を広域的に検討する必要性が高まってくるものと予測されるが、その場合、広域領域内には多種の資源利用者あるいは水使用者が包含されるので、これら各用途を総合的に考慮する必要が強まってくるであろう。水源は水道用途のみを考慮して保全するという考え方はすでに実情にそぐわない。水源水質汚濁問題を広域、かつ総括的に検討する場合、水質の表示精度に若干の犠牲を払っても、このように関連各用途を考慮しつつ、汚濁実態を総合的に表示する方がより効果的である場合が少なくないと考えられる〔4・1〕。

結局、汚濁水質の定量は、水質性状そのものと、この性状に対する各用途の評価に基づく2段階のステップを経て決定される点を強調し、しかも広域的に汚濁問題を取り上げる場合、種々の用途が包含されるので、この点をも考慮して、いかにか汚濁水質を総合的に表示しうるかを検討してみた

い。ただ、問題を広域的に取り上げても、特に代表的にある一種の用途たとえば水道用に限定して論じたり、汚濁問題を地域的にも小範囲に取り上げる場合、あるいは水源水の浄化法を技術的に論ずる場合などは、従来どおり水質性状を直接表示する方がより明確かつ効果的であることが少なくない。以下の考察は水質汚濁問題の総合的、相対的な議論に供するものであり、水質汚濁に関する総合的あるいは行政的な面で、計画者と世論との意志交換などにも有効となることを期待したい。たとえば、多項目水質を考慮して汚濁水質を定量化する方法として、すでに古くより河川清濁表示数〔4・2〕、あるいは下水濃度式〔4・2〕などがあるが、たとえば前者は

$$S = 45 S_1 \cdot S_2 + 30 S_2 + S_2 \cdot S_3 + 0.2 S_4 \quad (4 \cdot 1)$$

と表わし、

S ; 清濁表示数

S_1 ; $(7 - \text{pH 値})^2$

S_2 ; BOD値 (ppm)

S_3 ; 浮遊性物質 (ppm)

S_4 ; 1cc中の遠藤赤変菌数

上式では、表示数によって汚濁を評価しようとしているが、やはり汚濁の実態を把握するためには、多項目に表示される水質性状あるいは上式のような総括表示式に加えて、この水質に対する各用途の評価をいかに考慮するかが重要であろう。上式で求めうる表示数を活用しがたい最大の理由は、この総括的な表示数をいかに各用途と関連づけるか明確でなく、各用途の評価は別に検討しなければならない点にある。

4・2節 汚濁指標の試案

以上の考え方にに基づき、ここで一つの試みとして汚濁水質を総括的に表示する方法について考察し、その結果を簡単に記してみる。すでに述べたごとく、多項目に表示される水質性状とその水に対する各関連用途の要求をいかに同時に表現しうるのが問題である。

多項目の水質を同時に取り上げる一つの方法として、先に示した清濁表示数などの例の他に、水中に多種の毒性物質が共存する場合、これらの総合毒性度を次式によって評価する方法がある〔4・3〕。

$$\frac{C_1}{L_1} + \frac{C_2}{L_2} + \cdots + \frac{C_n}{L_n} + \cdots + \frac{C_N}{L_N} \geq (<) 1.0 \quad (4 \cdot 2)$$

ここで、

C_n ; 水中の各毒性物質濃度

L_n ; C_n に対する各最大許容値

N ; 毒性物質の総数

あるいはまた、近年ドイツにおける汚濁防止計画に活用されている次の污水放流料金算定基準式〔4・4〕も同種の考え方に基づいている。

$$D = -1 + \frac{S}{S_p} + \frac{1}{2} \frac{B}{B_p} + \frac{1}{2} \frac{P-30}{P_p} + F \quad (4.3)$$

ここで、

D ; 希釈率

S ; 沈降性物質 (cm/l)

B ; 沈降後水の BOD_5 (mg/l)

P ; 沈降後水過マンガン酸カリ消費量 (mg/l)、サフィックス p を伴う各数は各許容値

F ; 魚類への毒性度

汚濁水質を論ずる場合、式(4・2)と同様に、各(C_n/L_n)値の総和として汚濁度を表示しうるか否かには疑問がある。すなわち、各項目水質の影響が必らずしも累加的であるとは考え難い。また、取り上げる用途も人体あるいは生物に限定されている。式(4・3)でも上と同種の疑問が残る。

ただ、各水質をそれぞれの許容値との相対値によって無次元表示し、ディメンジョンの異なる水質、たとえば、 pH 、 BOD 、大腸菌群数などを同じ尺度で相対比較可能にする方法はここでも十分効果的であろう。

汚濁水質を総合表示したものをいま仮に汚濁指標と呼ぶことにすれば次のごとく考えることができよう。

$$PI_j = f(C_i/L_{ij}) \quad (4.4)$$

ここで、

C_i ; 項目 i の水質値

L_{ij} ; 用途 j に対する項目 i の許容基準値

PI_j ; 用途 j に対する汚濁度すなわち汚濁指標

この C_i/L_{ij} を取り上げることが、各用途のある水質に対する評価、特性を考慮しているこ

とに相当する。また、同時に多項目の水質 C_i ($i=1, 2, 3, \dots, I$) を取り上げることができるので初期の目的にかなう一つの方法といえよう。さて、用途 j については種々の取り上げ方がある。たとえば、ある特定工場における冷却用、単に工場用、あるいは特定工場に限定せず共通して冷却用、あるいはある業種の工業用、あらゆる工業に対する総括的な工業用などである。用途は各 L_{ij} の定め方によっても定まり、単に総合的な工業用水としての平均的な許容水質基準を採用する場合、この指標は総括的な工業用としての汚濁の程度を表わすものといえる。問題に応じて L_{ij} を設定すべきである。式 (4・4) の具体的な表現として種々の方法が考えられるが、ここでは PI_j の総合的な性格を考慮して、算出される各 C_i/L_{ij} の平均値を一つのパラメータとしてみる。さらに水質汚濁を論ずる場合、処理が汚濁に直結して考慮される。処理の必要性は C_i/L_{ij} の平均値よりも C_i/L_{ij} の最大値によって決定されるところから、ここで各 C_i/L_{ij} の最大値をもパラメータとして取り上げてみる。すなわち、たとえ C_i/L_{ij} の平均値が 1.0 以下、いいかえれば水質の平均値が水質許容値以下であっても、1 項目でも許容値を越えるものがあればこの水を処理しなければ使用することはできないところから、 C_i/L_{ij} の最大値を重要因子として取り上げる。この他にも多くの C_i/L_{ij} によるパラメータが考えられるけれども、他は上記 2 因子に比べて相対的に微小値をとるものとみなし、式 (4・4) を次のように表現する。

$$PI_j = (\max. (C_i/L_{ij}), \text{ave.} (C_i/L_{ij})) \quad (4 \cdot 5)$$

ここで、

$\max. (C_i/L_{ij})$; C_i/L_{ij} の最大値

$\text{ave.} (C_i/L_{ij})$; C_i/L_{ij} の平均値

i ; 1 から I までの数

多項目水質の相互の関係には先にも記したように、必ずしも累加的と考え難いもの、あるいは累加的と考えるものもあるが、上式で考慮した $\max. (C_i/L_{ij})$ 値は特に累加的でない各水質項目を PI_j にとり入れてゆくのに有効であり、 $\text{ave.} (C_i/L_{ij})$ は逆に累加的な水質項目を取り入れてゆくのに効果的といえよう。

さて式 (4・5) の具体的な表現を設定するために、 PI_j , $\max. (C_i/L_{ij})$, および $\text{ave.} (C_i/L_{ij})$ を既存データを用いて図上に於て検討してみる。図 4・1 に示すように、 $\max. (C_i/L_{ij})$ および $\text{ave.} (C_i/L_{ij})$ を横軸、縦軸にとり、この平面上に限って考慮する場合、 PI_j 点は原点を通る 45° 線と横軸との一点としてプロットされ、データの分布からみても、一応近似的に各 PI_j 値は原点からの距離で相対比較しうる。すなわち、 PI_j 点と原点を結ぶ直線が横軸となす角度は一応ほぼ一定とみなしうるものと考ええる。そこで簡単化のために式 (4・

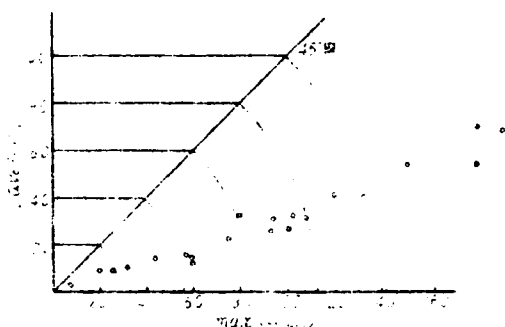


図4・1 $\max(C_i/L_{ij})$ と $\text{ave.}(C_i/L_{ij})$ の関係

5) を次のように表わすことにした。

$$PI_j = m \cdot \sqrt{(\max \cdot (C_i/L_{ij}))^2 + (\text{ave} \cdot (C_i/L_{ij}))^2} \quad (4 \cdot 6)$$

m 値は比例定数で、いま一つの基準として、各 C_i/L_{ij} 値すべてが 1.0 すなわち、全項目水質が許容限界値のとき、指標を 1.0 と設定すれば、結局、汚濁指標を次のごとく表わしうる。

$$PI_j = \sqrt{\frac{(\max \cdot (C_i/L_{ij}))^2 + (\text{ave} \cdot (C_i/L_{ij}))^2}{2}} \quad (4 \cdot 7)$$

式(4・7)にて表わされる汚濁指標をある特定用途に対する指標と設定するが、多種用途について考える場合は先にも記したごとく、これら用途に平均的あるいは総合的 L_{ij} を求めて PI_j を定める方法の他に、上式(4・7)によって求めた各 PI_j のある種の平均値として求める方法もある。

次式は J 種のすべての用途に対する総合的汚濁指標とすることもできる。

$$PI = \sum_{j=1}^{j=J} (w_j \cdot PI_j),$$

$$\text{ただし, } \sum_{j=1}^{j=J} w_j = 1.0 \quad (4 \cdot 8)$$

ここで、 w_j は荷重平均のための定数で、ある社会における各用途の重要度などによって決定することができる。

たとえば、上水水源用として $PI_1 = 1.0$ 、レクリエーション用として $PI_2 = 0.8$ のとき、その地域で水源がレクリエーションより上水水源として 4 倍重要とすれば、総合汚濁指標は、 PI

$= 0.8 \times 10.0 + 0.2 \times 0.8 \cong 8.2$ と概略評価する。

以上、汚濁水質の一つの総合的表示法として汚濁指標の基本概念を提示したが、実際の水質検討に当っては、次に示すような補足検討が必要である。

まず、多項目の水質には(1)濃度の増大とともに汚濁が増大するもの(たとえばBOD)、(2)濃度の減少とともに汚濁が増大するもの(たとえばDO)、(3)ある水質基準より増大、減少とともに汚濁が増大するもの(たとえばpH)がある。以上の説明は特にこれらを区別することなく、全項目を上記(1)の場合として取扱ったものである。実際の汚濁指標の算定に当っては、上記水質の特殊性を以下に示すごとく考慮する必要がある。

C_i/L_{ij} の算定は、(1)の場合すでに説明のとおり求めうるが、(2)、(3)の場合、次のように区別する必要がある。

まず(2)の場合、許容値 L_{ij} は最小限界値として与えられ、 C_i が L_{ij} より小さければ C_i/L_{ij} は 1.0 を越える。すなわち、すでに示した C_i/L_{ij} の代りに次の (C_i/L_{ij}) を用いる必要がある。

$$(C_i/L_{ij}) = \frac{C_{i.m} - C_i}{C_{i.m} - L_{ij}} \quad (4.9)$$

ここで、 $C_{i.m}$ は C_i の考える最大値、DO の場合は $C_{i.m}$ として飽和度を採用する。

(3)の場合、一般に許容水質基準として最大、最小値の2数によって与えられることが多い。pH 値 5.8 から 8.5 などその例である。このとき両限界値の中心値(平均値)を一応汚濁のない状態とみなして、 C_i 値がこの中心値よりどれだけへだたっているかを調べる。

$$L_{ij.m} = (L_{ij} \cdot (\text{最大}) + L_{ij} \cdot (\text{最小})) / 2.0 \quad (4.10)$$

この L_{ij} の平均値 $L_{ij.m}$ を用いて次の (C_i/L_{ij}) を求め、 C_i/L_{ij} の代りに用いる。

$$(C_i/L_{ij}) = \frac{C_i - L_{ij.m}}{L_{ij} \cdot (\text{最大, 最小}) - L_{ij.m}}$$

ここで、 $L_{ij} \cdot (\text{最大, 最小})$ とは、 C_i が $L_{ij.m}$ より大きいとき、 $L_{ij} \cdot (\text{最大})$ を、 C_i が $L_{ij.m}$ より小さいとき、 $L_{ij} \cdot (\text{最小})$ をとることを示す。

次に以上のように補正を行なった後のすべての C_i/L_{ij} 値に若干考察を加えてみる。一般にこの値が 0 より増大するにつれて汚濁は増大するものとみなし 1.0 に達するとき許容限界となり、 C_i がこれ以上増大すれば、この水使用に当って何らかの処理が必要となることは先にも記したとおりである。すなわち、許容限界までは汚濁は比例的に増大するものとみなせよう。ところが、 C_i/L_{ij} 値が 1.0 を越え C_i が許容限界を越えると何らかの水処理が必要となり、たとえ C_i/L_{ij}

が1.1でもあるいは3.0でもほぼ同程度の処理を必要とすることが多い。同様に C_i/L_{ij} が3.0でも4.0でも処理法に何ら差がないこともある。いま汚濁の増大と必要な処理を関連づけて考えてみると、 C_i/L_{ij} 値が1.0を越える場合、汚濁がこの値に比例的に増大するものとはいえずに、図4・2に示すごとく段階的に増大するものとする。この図では汚濁の程度をそれに要する処理経費を一つの尺度として考察している。この段階的増大の傾向を、総括的に次式のように

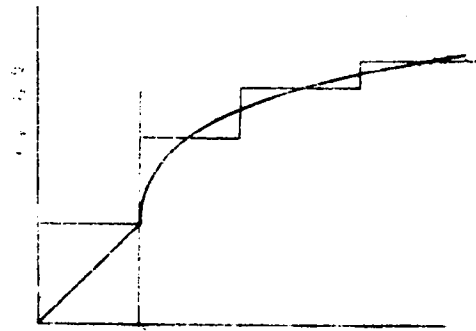


図4・2 汚濁の増大

な連続な式として表わし、 C_i/L_{ij} が1.0を越えるものについては、次の $(C_i/L_{ij})'$ で表示するものとした。

$$(C_i/L_{ij})' = 1.0 + p \cdot \log_{10}(C_i/L_{ij}) \quad (4.12)$$

ただし、 p は定数である。原水水質、浄水方式の関連およびその方式に要する処理経費などを大略検討して、ここでは便宜的に一つの相对比较基準として p を5.0と設定した。

以上に提示した汚濁指標の計算手順を次にまとめておく。

- (1) C_i/L_{ij} を計算する。(pH, DOなどの特殊項目に注意)
- (2) C_i/L_{ij} が1.0より大きい値のとき、 $\{1.0 + 5.0 \cdot \log_{10}(C_i/L_{ij})\}$ 値を計算し、 C_i/L_{ij} に代える。
- (3) 各項目水質に対して求めた C_i/L_{ij} 値の平均値、最大値を求める。
- (4) 式(4・7)によって各用途に対し、汚濁指標を求める。
- (5) 式(4・8)によって全用途に対する総合汚濁指標を求める。

このようにして求めた汚濁指標値を仮りに汚濁度と呼ぶこともできるが、この指標値の示す意味について簡単にまとめておく。汚濁度が約0.7 ($=1/\sqrt{2}$) 以下は、処理を必要とせず、比例的に清澄な水であることを示し、汚濁度1.0は処理を必要とする限界の状態であることを示す。0.7から1.0の間は、無処理使用に要注意の水で、水によっては処理を必要とする。1.0を越える数 n は処理を要する限界状態の水より n 倍使用に不都合な水であることを示している。

4・3節 相対的水質表示の補足考察

(C_i/L_{ij}) 値が 1.0 を越える場合については図 4・2 にも示す汚濁進行の一般的傾向から、式 (4・12) に表わされる補正式を提示した。ここにその考察過程を補足的にまとめておく (4・5)。

汚濁の程度は処理の難易によっても相対的に表示しうると考えて、(C_i/L_{ij}) 値あるいは C_i 値の増大と処理の難易とを関係づけることから検討をはじめ。一般に、汚水の生物処理をはじめ、処理の程度は汚水濃度に比例的に進行すると考える場合が多い。

$$\frac{dC}{dt} = k' \cdot C \quad (4.13)$$

ここで、 $C > L_{ij}$ ($(C/L_{ij}) > 1.0$) とし、 k' は比例定数、 C は処理対象汚水水質、 t は時間。上式より処理水質 (C) は次のように表わされる。

$$C = C_i \cdot e^{-k' t} \quad (4.14)$$

これより、 L_{ij} が一定値のとき、

$$\left(\frac{C}{L_{ij}}\right) = \left(\frac{C_i}{L_{ij}}\right) \cdot e^{-k' t} \quad (4.15)$$

ここで、水質を L_{ij} 値にまで処理することを考えれば、 $C = L_{ij}$ なる条件より次の関係を得る。

$$\begin{aligned} t &= \frac{1}{k'} \cdot \log_e \left(\frac{C_i}{L_{ij}} \right) \\ &= P_1 \cdot \log_{10} \left(\frac{C_i}{L_{ij}} \right) \end{aligned} \quad (4.16)$$

したがって処理に要する時間は上式 (4・16) によるものと考えることができる。処理に要する経費は概括的に処理に要する時間に比例するものと考え、さらにある汚水の汚濁の程度を処理に要する経費で表示することにすれば、最も巨視的にとらえ近似表現したのが次式である。

$$D'_i = P_0 \cdot \log_{10} \left(\frac{C_i}{L_{ij}} \right) + m \quad (4.17)$$

(C_i/L_{ij}) 値が 1.0 のとき、上式の汚濁の相対程度 $D'_i = 1.0$ として、これを図示すれば図 4・3 に示す関係を考慮しうる。($m = 1.0$)

次に P_0 値を決定するために、汚濁程度の増大率を取り上げ、(C_i/L_{ij}) 値の増大に対する D'_i の限界増加量を問題にする。特に図 4・4 に示すように処理費用の限界量が 1.0 になる P 点を

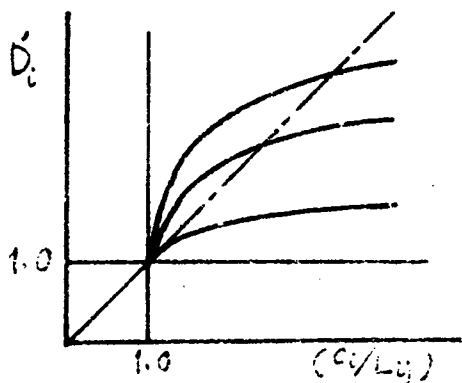


図4・3 汚濁の相対程度

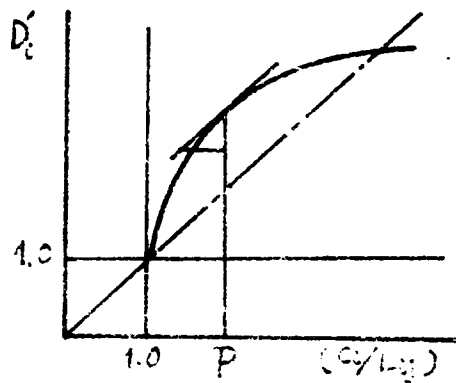


図4・4 汚濁程度の変化率

探る必要がある。いいかえれば、 P 点は水質の悪化に比例的に処理費用が増大すると考えられる点である。

汚濁程度の限界量を求めるために、式(4・17)を (C_i/L_{ij}) 値によって微分し、これが1.0となる条件は次のようになる。

$$\frac{d(D'_i)}{d(C_i/L_{ij})} = \frac{P_0}{2.3} \times \frac{1}{(C_i/L_{ij})} = 1.0 \quad (4.18)$$

一方、下水処理などの従来の実績資料から水処理施設の経済性を展望すれば、概略次の3種類に大別することが可能であろう。(1)95%～70%除去施設、(2)70%～30%除去施設、(3)30%以下の除去施設。そのうち(3)の施設については低除去率で、一応経済的な施設とは考えられず、(1)が一般に経済的にも妥当な施設と考えられているようである。そこでこれら両者の中間的な(2)の施設が経済的な意味で先に述べた P 点に相当するものと考えられることも可能である。したがって、除去率を30%から70%の間に P 点を設定する条件より、次の関係を与える。

$$\frac{P_0}{2.3} = \frac{1}{(L_{ij}/C_i)_P} = \frac{1}{0.3} \sim \frac{1}{0.7} \quad (4.19)$$

これより P_0 値としては7.7から3.3の間という概数を得る。概数の精度と P_0 値の使用目的があくまで相対的基準値であることを勘案して、ここでは7.7と3.3の平均的整数値を採用して一応 $P_0 = 5$ と定める。すなわち次式を得る。

$$D'_i = 1.0 + 5 \log_{10} (C_i / L_{ij}) \quad (4.20)$$

$$(C_i / L_{ij} > 1.0)$$

4・4節 多項目水質の相互関係と汚濁指標の今後の問題

以上の説明で、多項目水質の汚濁度としての相互関係、あるいは指標の今後改良すべき方向なども推察できるが、さらにより基本的な問題を若干議論し、汚濁度表示の今後の発展を期待したい。

汚濁指標の算定に当り、ある水質項目 C_i の一単位量 ΔC_i 増減して、再度改めて汚濁指標を求めれば、先に求めた指標値と若干異なった値を得る。この指標値の変化量 ΔPI_j は水質 C_i の ΔC_i の変化量に起因するものである。たとえば、大腸菌群数 $100/100\text{ ml}$ に対する ΔPI_j 値、BOD値 1 ppm に対する ΔPI_j 値が求まるとき、この両項目の汚濁に対する相対的な影響を求めることができる。また、 ΔPI_j 値が0のときには、ある項目水質値が増減しても、総合的には汚濁が増減しないことが明らかになり、汚濁防止に当り他の項目水質をより重点的に検討する必要があることを示唆することもできる。

サフィックス1, 2で表わす任意の2項目水質の相互関係を次のようにまとめることができる。式(4・7)を簡単に、

$$PI_j = f(C_1, C_2) \quad (4.21)$$

のように表わし、式(4・21)を全微分して次式を得る。

$$dPI_j = f_1 \cdot dC_1 + f_2 \cdot dC_2 \quad (4.22)$$

$$\text{ただし, } f_1 = \frac{\partial f}{\partial C_1}, \quad f_2 = \frac{\partial f}{\partial C_2}$$

先にも記したように、多項目相互の関係を知るために各項目水質を微少量変化させたときの相互の関係が上式によって表わされる。ここで、各項目値の増減について考えてみると、 C_1 が増加減少すれば、 C_2 もそれに応じて増加減少して PI_j を増減する関係、あるいは C_1 が増減すれば C_2 は逆に減増して C_1 の変化を補ない、 PI_j を変化させない方向に変化するものもある。 PI_j からみれば PI_j の増減に応じて C_1, C_2 がともに増減する場合と、 C_1, C_2 が逆方向に増加、あるいは減少したりする関係がある。表現をかえれば、ある項目水質が変化すればそれに追隨して補完的に変化する水質と、逆に変化を埋め合わせるべく、代替的に変化する水質などある。このように、各変化の方向を示す各項目の符号は、多項目水質相互間の関係を知る上で非常に興味深い。そこで式(4・22)を次のように書き改める。

$$\frac{dC_2}{dC_1} \cong \frac{-f_1}{f_2} + \frac{1}{f_2} \cdot \frac{dPI_j}{dC_1} \quad (4.23)$$

この式によって各符号を調べることによって、上に述べた水質の補完性、代替性を調べることができる。

より簡単な例として、汚濁を一定に保つ ($dPI_j = 0$) ための関係は、

$$\frac{\Delta C_2}{\Delta C_1} \cong \frac{dC_2}{dC_1} = -\frac{f_1}{f_2} \quad (4.24)$$

を得る。この式 (4.24) の f_1/f_2 から、ある汚濁条件下でのある用途に対する水質が相互にいかに関代的な関係にあるかがわかる。式 (4.7) の関係で、任意の2項目 C_1, C_2 を取り上げ、式 (4.24) に示される比率を検討すれば、各許容水質値 L_{ij} および他の項目水質を一定とすれば次のようになる。

(i) C_1, C_2 のいずれか一方 (仮に C_1) が $\max. (C_i/L_{ij})$ となるとき、

$$\frac{\Delta C_2}{\Delta C_1} = -\frac{L_{2j}}{L_{1j}} \left\{ 1 + \frac{\max. (C_i/L_{ij})}{ave. (C_i/L_{ij})} \cdot I \right\} \quad (4.25)$$

ただし、 I は取り上げた総水質項目数

(ii) C_1, C_2 のいずれも $\max. (C_i/L_{ij})$ とならないとき、次式を得る。

$$\frac{\Delta C_2}{\Delta C_1} = -\frac{L_{2j}}{L_{1j}} \quad (4.26)$$

2項目に限らず全項目を取り上げても同様に考察しうる。ただし、式 (4.9) から式 (4.12) に考慮した補正が必要な場合は別に検討する必要がある。ここでは説明を省略する。

式 (4.25), (4.26) によってある2項目水質の相互の代代的な関係を定量的に明示しうる。同時にこれら両式からわかるように L_{1j}, L_{2j} , すなわち許容水質基準値の設定が汚濁問題に重要な要因となっていることがわかる。

また式 (4.25) よりも明らかなように、式 (4.7) に取り上げた $\max. (C_i/L_{ij})$, $ave. (C_i/L_{ij})$ 両者が、ある2項目水質の代替性を調べるにも有効となっていることがわかる。表現を変えれば、式 (4.7) に $\max.$, $ave.$ の両値を取り上げたことによって、汚濁度表示に水質の代替性をも若干考慮しているといえよう。

汚濁指標の問題として、先に記したような自然の水質に存在する補完的な性質、代替的な性質をあらかじめ考慮して式 (4.24) に示される比率をあらかじめ、ある程度制約して指標表示を考慮する方法もある。データの集積とともにこの点に考慮の余地があり、さらに研究を進めてゆく必

要がある。今後、この多項目水質相互の関係については、広く経済性なども考慮に入れてさらに検討を深めてゆかなければならない。

4・5節 淀川における水質汚濁について

以上に提示した汚濁度を用いて淀川の汚濁状況を検討してみる。まず、汚濁度算定の具体例を示し、引続き淀川の汚濁度算定結果を示す。

用途 j として、飲料用、水産用、農業用、工業用、レクリエーション（遊泳）用の5種を取り上げ、各用途に対する一般的な許容水質基準値を文献〔4・6〕、〔4・7〕より表4・1のごとく設定し、水質基準値が11項目にわたって設定されているところから、検討水質項目数を11とした。

表 4・1 各用途の許容水質基準値

i	j		1. 飲料用	2. 水産用	3. 農業用	4. 工業用	5. レクリエーション用
1	pH		5.8～8.6	6.5～8.5	5.5～8.5	6.7～7.3	6.5～8.3
2	BOD	(ppm)	2.0	5.0	—	—	—
3	DO	(ppm)	—	3.0	—	—	—
4	濁度	(度)	10.0	—	—	25.0	—
5	鉄・マンガン	(ppm)	0.6	2.0	—	—	—
6	蒸発残渣	(ppm)	—	—	—	500.0	—
7	硬度	(ppm)	—	—	—	78.0	—
8	塩素イオン	(ppm)	200.0	—	—	50.0	—
9	硫酸イオン	(ppm)	—	—	40.0	—	—
10	大腸菌数(1/100ml)		500.0	—	—	—	10,000.0
11	一般細菌(1/100ml)		1,000.0	—	—	—	1,000.0

(注) 工業用とは冷却用、一般食品工業用、製鋼用より求めた平均基準値。

(—)印は、特に基準値がないことを示す。 $j=1$ は、飲料用水源としての基準値。

以上の算定法によって、琵琶湖からはじまる淀川流域における水質試験成績〔4・8〕を検討してみた。ここでは13地点における11項目、月別水質を詳しく検討する。結果の一部を図4・5

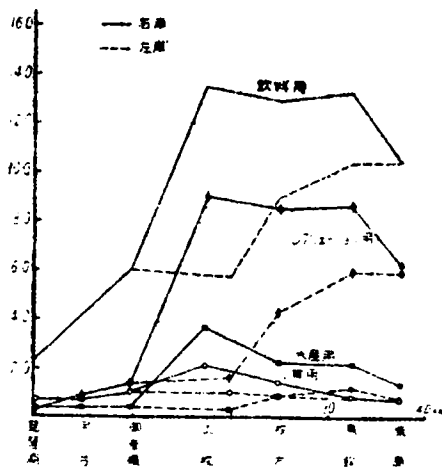


図4・5 淀川における年平均汚濁度

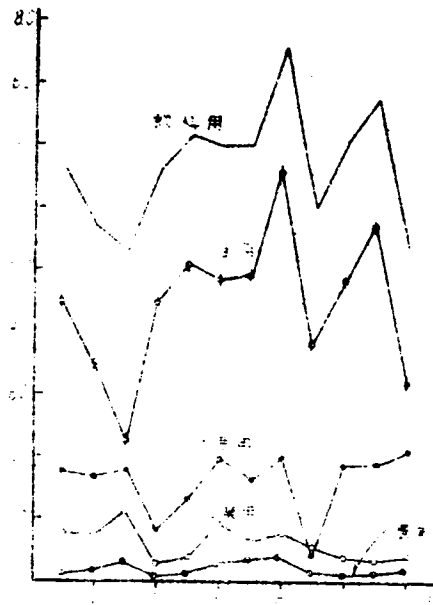


図4・6 上枚市岸における汚濁度の月変動

～図4・7にグラフ表示する。

淀川の水質汚濁が流下とともに、位置的にいかに変動しているか、時間的にいかに変動しているかを表わしている。同時に、汚濁が各種用途の利水にとっていかに不都合なものであるかも一応定量的に把握することができる。

さらに生物相よりみた水質汚濁表示図〔4・9〕との比較を行なうため、淀川を同様にモデル表示し、先に求めた汚濁度の内、年平均値をプロットし、等汚濁度線を推定した結果、図4・8～図4・12を得た。なお、農業用についてはあらゆる地点で汚濁度は1.0以下の値を得たので、図示することを省略した。これらの図から、淀川における水質汚濁の概況をより詳し

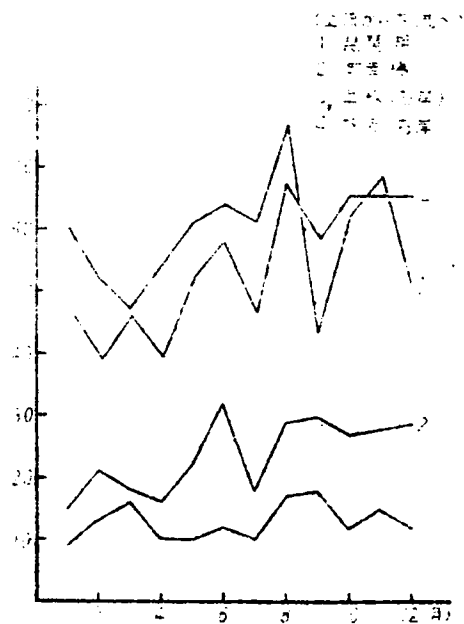


図4・7 淀川における総合汚濁度の変動

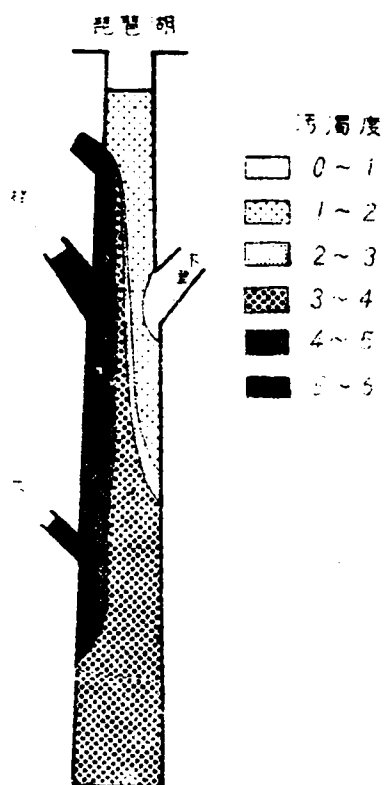


図4・8 水利用を考慮した淀川の総合汚濁度
(飲料、水産、農業、工業、レクリエーション用水として)

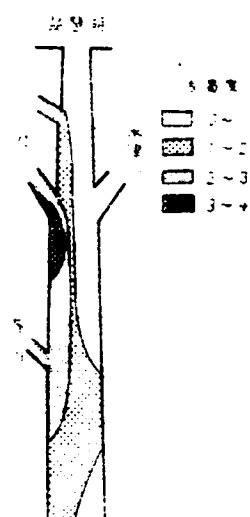


図4・10 水産用としての淀川の汚濁度

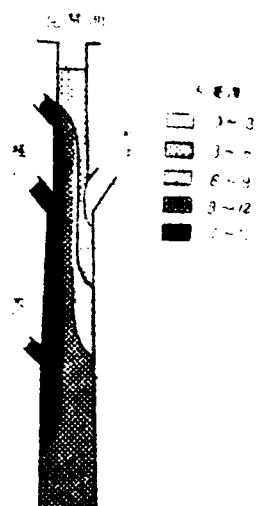


図4・9 飲料用としての淀川の汚濁度

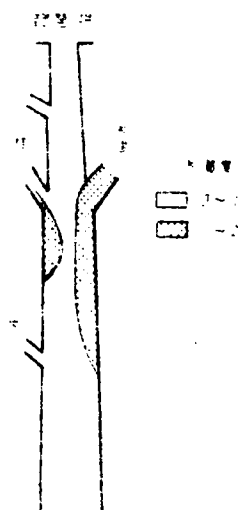


図4・11 工業用としての淀川の汚濁度

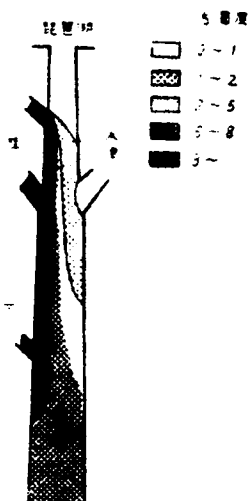


図 4・12 レクリエーション用としての淀川の水質（遊泳）

表 4・2 淀川以外の河川における汚濁度の一例

	飲料用	水産用	工業用	レクリエーション用
石狩川	4.6	0.5	0.7	0.9
荒川	7.1	1.3	1.4	2.6
多摩川	10.3	2.6	4.6	3.5
鶴見川	10.8	2.5	2.0	5.6
大井川	4.6	0.2	1.2	1.4

（注） 夏期のデータより求めた上流・下流平均値（水質年表値より）

く、各種用途への影響など含めて把握することができよう。図 4・8 の総合汚濁度図は先に参照した生物相による汚濁表示図ともよく合致し、生物相による汚濁表示も有効な一つの汚濁表示法であると認めることができる。以上の淀川の結果を他のわが国主要河川の汚濁状況と比較するために、一例として表 4・2 を示しておく。

4・6 節 結 語

以上、汚濁指標の必要性あるいは有効性、汚濁指標、汚濁度の提案、その算定例、今後の問題などを記してきた。特に淀川の汚濁水質の検討からもうかがえるごとく、本文に示した汚濁度算定式が一応妥当なものであることが明らかになった。

しかし、なお今後検討、発展すべき点多々あり、特に多項目水質から検討項目 i を定める方法、あるいは各許容水質基準値の設定法、さらに (C_i / L_{ij}) 値が 1.0 を越える場合の取扱い法など問題を残している。具体的には、式 (4・10) における p 値を一つの相対比較基準値として決定することは比較的容易であるが、適切な絶対値を定めるには、さらに他のデータ分析をも集積しなければならない。また、本文に示した汚濁度の値そのものの信頼性についてはさらに検討が必要で、特に各用途への許容基準値（表 4・1）をいかに定めるかによって値は変りうることに注意しておく必要がある。すなわち、算定に当たり取り上げる水質項目、あるいは各許容基準値を共通に基準化

して設定することができれば、さらに汚濁度の算定効果が高まるであろう。こういった意味では表 4・1 に示す基準値は、汚濁度算定法を例示するために文献より概略推定したものにすぎず、今後、より専門的な立場から再検討してゆく必要がある。

こういった意味で本文に示す汚濁度の提案は決定的な算定式の提案というよりも、今後こういった方向へより専門的な検討、研究を期待する一つのスタートともなり得ればと考えている。

I - 2 ; 水源水質維持法の分析

第 5 章 広域水源の維持水質基準化に関する分析

5・1 節 概 説

以上第 3 章で水源能力は常に需要との対比のもとに評価されることを示してきた。特に公共広域水源能力の評価に当っては広域内の諸種の公共水需要を考慮しなければならないことを示した。しかも、ひとまず水源の合理的配分法および評価法を示したので、ここでは各種の広域水源のうちどの水源がいかに重要であるかを指摘しうるものとしてさらに論を進める。つまり地域周辺の利用可能な多くの水源のうち、どの水源を水量・水質両面にわたっていかに保全・制御すべきかを相対的に指摘しうるものと考えうる。ところで水源水質保全の方法は污水放流規制に代表され、いかに放流規制を厳重に行なうかに集約される。しかしあまり放流規制がきびしすぎると污水处理費用が高価となるのみならず、用水の利用・取得までも規制することになりかねない。需要を満たすための水源保全がひいては水源利用自体を規制することにもなりかねない。そこで本章では前章までの方法で指摘しうる価値ある水源に焦点を絞りつつ、その維持・保全を具体的に検討してみる。

以後まず 5・2 節にて問題を整理するために水源保全の基本論に立ち帰り理念確立のための再検討を加え、利水のための水源水質保全と保全のための污水流入規制の相関を明確にする。しかる後、検討を容易にするために両者を分割して論を進め、5・3 節にて広域水源水質規制の具体的な方法論として水源水質基準制定計画の具体化を検討する。ひとたび水源水質基準が制定されると、各污水放流者はいかにこれに対処しうるかを 5・4 節にて総括的に検討した後、さらに水質基準制定の具体化を進めるために、次章にて制定水質基準の監視と制御法およびその効果を検討する。水質基準の制定が実効あるものであるためには、基準値の制定時点で十分基準の監視と制御能力を考慮に入れてゆかねばならないことを示す。

5・2 節 広域水源水質規制の計画理念

水質保全の理念的考察についてはすでにアメリカでは A.V.Kneese をはじめ多くの研究があり、わが国でも末石・岡田らが注目すべき成果を発表しているので参照することができる。ここでは記述的理念考察〔5・1〕を省略し、極力端的に議論を進めてみたい。〔5・2〕なお、理念をふまえた上で水源水質を規制してゆく段階としては、まず(1)広域的、あるいは流域的

に検討範囲を明確にし、(2)全水源利用者の水質維持に関する願望を集約して水質保全の終局目標 (Goal) を明らかにする。さらに(3)維持に要する費用などあらゆる負担を考慮して実現可能で妥当な目標 (Criteria) を設定し、(4)設定された目標に対する必要負担の平等にしかつ合理的な配分十分検討したうえで、公共の合意点にも基づき具体的な種々の水質規制値 (Standard) を決定すべきであろう。

さて、以下の検討の理念的背景を明確にするためにまず簡単な数式表現によって理念を整理し、問題点を明らかにするとともに具体化の方向を探ってみる。

利水、汚水放流など関係者数が N なる一つの広域水源について考える場合、各利水量を x_n ($n=1 \sim N$) と表わせば、各利水量は維持水質値 P の影響をうける。また利水 n の効果、便益 u_n は利水量によって変る。

$$x_n = x_n(P) \quad (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} u_n &= u_n(x_n) \\ \text{あるいは、} u_n &= u_n(P) \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

広域内における総利水者に対する地域効用 U は u_n の総合値として決定される。

$$U = U(u_1, u_2, \dots, u_N) \quad (5.3)$$

$$\text{あるいは、} U = U(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (5.4)$$

式(5.2)、(5.3)にて表わされる個々の u_n を平等性を保ちつつ地域的な Criteria としていかに式(5.4)を定式化しうるかは公共事業計画全般に共通し、計画の初期段階で最も重要な問題である。経済学の分量での社会福祉関数 Welfare Function の設立に相当し、先に述べた水質維持の便益算定はこの式(5.4)の定式化を目的とする。一方、汚水放流量を近似的に利水量と等しくみなせば、汚水処理に伴う水質維持の各分担費用 c_n は各汚水水質 P_n に応じてつぎのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} c_n &= c_n((P - P_n), x_n) \\ \text{あるいは、} c_n &= c_n(P, P_n, x_n) \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

費用総量 C は各 c_n の総量として決定され、維持水質は汚水放流状況によってきまる。したがって、各放流水質 P_n を一定とすれば次式をえる。

$$\left. \begin{aligned} C &= C(c_1, c_2, \dots, c_N) \\ &= C(P, x_1, x_2, \dots, x_N) \end{aligned} \right\} \quad (5.6)$$

$$\text{ここで、} P = P(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (5.7)$$

$$\text{これら両者から、} C = C(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (5.8)$$

なお、式(5・7)は汚水の放流と維持水質の関係を表わし、水質項目を指定する場合、各項目 j について成立する。

$$P_j = P_j(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (5 \cdot 9)$$

($j=1, 2, \dots, J$)

水質基準の制定が維持水質の最底限度を示すものであれば、水質項目 j についての限界値を P_{jo} と表わし、次式の成立が要求される。

$$P_{jo} \geq (\text{あるいは}, <) P_j(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (5 \cdot 10)$$

一般に基準制定計画において問題となるのは上式(5・10)の成立であり、 P_{jo} をいかに設定するかが重要である。水質の人命に与える影響その他種々の角度からあらかじめ決定される P_{jo} の許容値 P_{jol} が当然存在するはずであるが、その条件を満たす範囲内では P_{jo} 値は地域内関係者の合意の結果として決定されるべきである。つまり、最小限の維持費用で、最大限の水質効果を期待しようよう広域的に検討されるべきであろう。

この許容限界としての P_{jol} を今日一般に水質基準として広く検討されるもので、本文では以下に安全基準と呼ぶことにする。図

5・1にこれらの関係を概念的に示す。したがって合理的な維持水質は P_{jol} の許容範囲内で試算的に P_{jo} を設定し式(5・10)を制約条件としつつ、式(5・4)および(5・8)からなる広域的目標関数の合理化をはかることが要求される。

P_{jo} の値に応じて得られる各目標値と P_{jo} の相関から最終的には P を計画維持水質として決定する。放

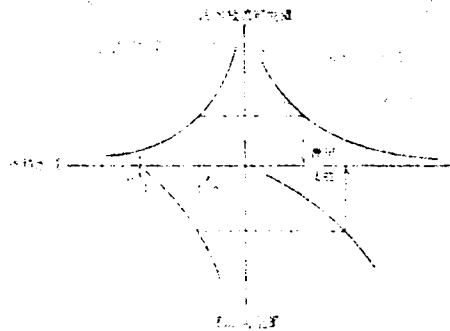


図5・1 水質維持関数概念図

流水質基準を決定する場合にはこの P 値が決定要因となり、流水水質基準あるいは環境基準を決定する場合には P が基準値となりうる。ところで、式(5・4)および式(5・8)からなる広域的目標関数としては便益・費用分析(Benefit-Cost Analysis)として U 値、 C 値の差あるいは比率などの表現をとるのが一般的で、この目標関数の極大化が検討される。差を目標関数 Z とする場合、式(5・10)の制約条件下での、次式の極大化が目標となる。

$$\left. \begin{aligned} Z &= U(x_1, x_2, \dots, x_N) - C(x_1, x_2, \dots, x_N) \\ &= Z(x_1, x_2, \dots, x_N) \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

ラグランジュの未定乗数 λ を導入し次式 H の偏微分、 $\partial H / \partial x_n = 0$ なる条件から合理解を求める。

$$H = Z(x_1, x_2, \dots, x_N) - \sum_1^j \lambda_j \{ P_{j0} - P_j(x_1, x_2, \dots, x_N) \} \quad (5.12)$$

対象とする水質項目が多数にわたる場合も手法的には同様であるが、たとえば $j = j$ なる一項目水質の場合に水質値が P_{j0} 値に達した場合を想定すれば、一例としてつぎの関係が合理化の必要条件となる。

$$\frac{\frac{\partial Z}{\partial x_1}}{\frac{\partial P_j}{\partial x_1}} = \frac{\frac{\partial Z}{\partial x_2}}{\frac{\partial P_j}{\partial x_2}} = \dots = \frac{\frac{\partial Z}{\partial x_N}}{\frac{\partial P_j}{\partial x_N}} \quad (5.13)$$

広域的な水質維持の責任配分については放流水質基準の決定と同様、式(5.13)成立下での各 $\partial P_j / \partial x_n$ から検討することができる。あるいはまた $\partial P_j / \partial x_n$ が定量しえない場合、測定可能な因子 X を媒介としてつぎのように間接的にも検討しうる。

$$\frac{\partial P_j}{\partial x_n} = \frac{\partial P_j}{\partial X} \cdot \frac{\partial X}{\partial x_n} \quad (5.14)$$

さらに、水質測定など資料集積が十分となり、式(5.11)に P_{j0} をも含め同時に議論しうる段階に達すれば、次式を設定しうる。

$$\left. \begin{aligned} Z &= Z(P_{j0}, x_1, x_2, \dots, x_N) \\ \text{あるいは、} P_{j0} &= P_{j0}(Z, x_1, x_2, \dots, x_N) \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

これより、

$$dP_{j0} = \frac{\partial P_{j0}}{\partial Z} \cdot dZ + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial P_{j0}}{\partial x_n} \right) \cdot dx_n \quad (5.16)$$

ここで、維持水質を一定に保つための種々の条件($dP_{j0} = 0$)を見い出すことができ、 P_{j0} 、 Z 、各 x_n の限界量を追究することによって、広域水質維持に対する各汚水放流者の責務を明らかにしうる。すなわち、この段階ではじめて合理的な放流水質基準の制定が可能になることはいうまでもない。

以上の議論からも明らかなように水源水質の規制に関するあらゆる検討は規制の目標と制約条件をいかに確立するかに集約される。わが国における水源水質維持に対する考え方の発展過程も、この目標と制約条件をいかにとらえてきたかを整理してみれば一目瞭然となる。長期にわたり水道水源としての水質条件維持が制約条件であると同時に規制目標でもあった段階を経て、合理化の追求ともなう維持費用最少という規制目標が水質制約条件とは別個に明確になってきた。この段階では規制目標と制約条件が比較的明確であるので水道用としての利水問題と放流污水处理問題の分離が可能であり、議論は污水处理の合理化としての費用最少問題に集中する。水源維持のために広域処理方式が検討されはじめたりする。水源水質汚濁がさらに進行すれば、水道用途以外の水源利用も制約条件としての水源水質維持条件を提示せざるをえなくなり、水源水質規制の制約条件は多様化してくる。わが国の現況はこういった段階を迎えているものと思われるが、多種の水利用者の水質条件を規制条件として取り入れる段階になれば、規制目標は単に放流污水处理費用の最少化のみで合理化をはかりえなくなる。つまり、各種水利用者の水質に関する要求条件を満たすことの社会的あるいは広域的便益が問われることになる。目標関係としての便益値算定に加えて利水と污水处理問題の同時検討が必要になってくる。結局、広域水質規制の計画理念の検討としては規制条件としていかなる事項をいかに組入れ、規制目標をどのようにとらえるかにつきよう。

5・3節 広域水質基準制定計画理念の具体化考察

計画理念を一つの実際計画へと具体化してゆくにあたっては多くの問題に遭遇する。検討対象の広域圏決定の問題、水質便益の定量および水質伝播の定量、定式化の問題などと共に難解である。しかも、それぞれの問題を追求すればするほど新たに細分化した問題を生み、広域圏として流域単位を取るのが良いか、あるいは、便益としてはいかなる項目についていかに定量すべきか、さらにまた、水質伝播として各水質項目の拡散、その他の実際現象をいかに取扱い、確率的不確定現象をいかに取扱うかなど多くの問題がある。そこで以下すべてに近似的取扱いを考慮しながら、広域水源水質制御の中心ともなりうる水質基準の制定へと考察を具体化する。

現段階では式(5・11)の目標関数として便益 U を定式化しえない場合が多いが、この場合、一定の便益で目標を最大にするためには費用関数 C の最小化をはかるのも一つの方法である。費用関数の取扱いとして一定の単価 c_n を用いて、つぎの線型表示した費用関数の最小化を目標とすることが多い。

$$Z = \sum_{i=1}^N c_n \cdot x_n \quad (5 \cdot 17)$$

これに対応する水質制約条件としてBODおよびDOを取り上げた場合、次に示すような簡便法もありうる。

河川水源の場合に、図5・2に示すように汚水放流点、および反応恒数一定区間に基づき小区分化してモデル表示すれば、図5・3に示す各单位区間ではつぎのようにStreeter-Phelps公式が成立するものと考えうる。

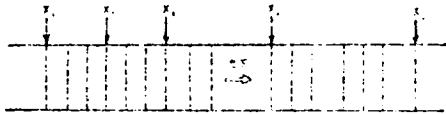


図5・2 河川モデル

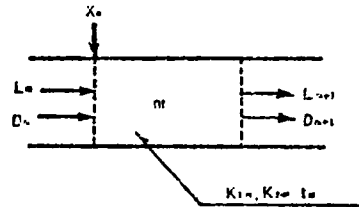


図5・3 モデル(図5・2)の単位区間

$$\text{BOD}; L_{ni+1} = (L_{ni} + x_n) \cdot e^{-k_1 \cdot n_i \cdot t_{ni}}$$

$$\begin{aligned} \text{DO}; D_{ni+1} = & \frac{k_1 \cdot n_i \cdot (L_{ni} + x_n)}{k_2 \cdot n_i - k_1 \cdot n_i} \cdot (e^{-k_1 \cdot n_i \cdot t_{ni}} - e^{-k_2 \cdot n_i \cdot t_{ni}}) \\ & + D_{ni} \cdot e^{-k_2 \cdot n_i \cdot t_{ni}} \end{aligned} \quad (5.18)$$

ここで、 L 、 D はBOD、DO不足量、 k_1 、 k_2 は脱酸素恒数および酸素吸収率、 t は流下時間、 x_n は放流汚水量($x_n \neq 0$, あるいは $x_n = 0$)、なお各サフィックスは位置を示す。ここで、定数 a_{ni} 、 b_{ni} 、 c_{ni} をつぎのように定めれば、式(5・18)は式(5・20)のように表わされる。

$$a_{ni} = e^{-k_1 \cdot n_i \cdot t_{ni}}$$

$$b_{ni} = \frac{k_1 \cdot n_i}{k_2 \cdot n_i - k_1 \cdot n_i} (e^{-k_1 \cdot n_i \cdot t_{ni}} - e^{-k_2 \cdot n_i \cdot t_{ni}}) \quad (5.19)$$

$$c_{ni} = e^{-k_2 \cdot n_i \cdot t_{ni}}$$

$$L_{ni+1} = a_{ni} \cdot L_{ni} + a_{ni} \cdot x_n$$

$$D_{ni+1} = c_{ni} \cdot L_{ni} + b_{ni} \cdot D_{ni} + c_{ni} \cdot x_n \quad (5.20)$$

式(5・20)の関係から式(5・9)の水質式をBOD、DO不足量について一次式として表現するのも一つの方法である。 x_n の下流点におけるBOD、DO不足量は A_n 、 B_n および A_0 、

B_0 を定数としてつぎのように表わされる。

$$BOD = \sum_{n=1}^n A_n \cdot x_n + A_0 \quad (5.21)$$

$$DO \text{ 不足量} = \sum_{n=1}^n B_n \cdot x_n + B_0$$

式(5.21)を式(5.10)のように制約条件化し、式(5.17)の最小化をはかればよい。水質の混合あるいは伝達を線型表示することは厳密には多くの問題を残すが一つの簡便法としてすでに多くの検討例(5.3)がある。いうまでもなく、すべての制約条件を線型表示することができれば、問題を線型計画法(Liner Programming Method)で検討しうるので便利になる。

つぎに目標と制約条件の具体化の段階で指摘される主要な問題点を実際問題と関連づけながら考察・整理しておく。最大の問題は、式(5.10)あるいは式(5.21)にもとづく各制約条件における相互関係の妥当性で、数式的には以上に示した各制約条件間に矛盾が存在すれば、解を持てない点に注意しなければならない。各制約条件を概念的に図5.4に示すように曲線に囲まれた各領域として表わせば、解は各曲線の共通領域内にのみ存在するところから、各条件の共存性が問われる。図中、Ⅰの条件は斜線をつけた共通域を持ちえないことから制約条件としての妥当性が問われる。また、Ⅳの条件は存在してもしなくても解の領域は変わらず、Ⅱの条件と重複していることがわかる。つまり、制約条件に多重性が認められる。数学的には制約条件の多重性は何ら問題にならないが、実際には重要な問題となることが多い。河川の場合、維持せんとする最悪水質に対し図5.5に示すように水質基準値を上流から下流へ一律値とすれば、水質最悪地点での条件からみれば他の地点の基準に多重性が認められる。このとき、上流での汚水放流者からみれば、放流地点での基準を破らないことが最大の規制となり、最悪地点での水質規制を二義的な条件と考えがちで

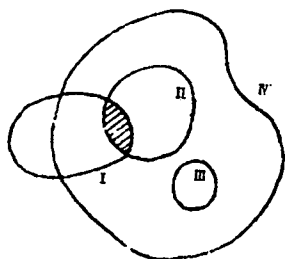


図5.4 制約条件の相関概念図

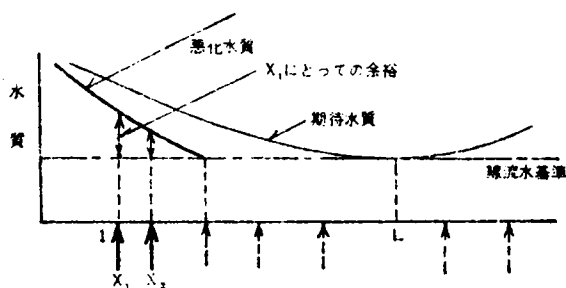


図5.5 線流水基準制定時の上流下流放流者の関係

ある。したがって、汚水放流点の水質が基準値までさらに余裕があれば、その残余水質をさらに放流しうる残余の権利 (License) と解釈してしまうことさえ少なくない。この場合下流放流者の規制がきつくなり、最悪水質の維持が困難になったりする。広域的な水質維持の観点からみれば目的とする最悪水質の規制が主たる制約であり、これに重複する上流基準が上述のような場合、円滑な広域水質維持に障害となってしまう。とくに、制約条件を線型表示する場合に重複条件を省いて規制の働く基準のみを取り上げて検討すれば、制約条件は式 (5・21) の BOD および DO 不足量を規制値とする等式条件となる。この場合、制約条件の数が直接解の数に関係してくる。いいかえれば制定基準値の数と汚水放流者数とが密接に関係し、前者と後者の数が等しい場合、各放流量 x_n は制約条件の連立方程式として解け、一義的に決定づけられる。基準値の数が放流者数より多い場合、同様に一次連立方程式の式数と未知数の関係からも明らかなように、解を得ることができず、水質規制が混乱してくる。

このように各制約条件の共存性、多重性の問題と技術資料の集積度を考慮すれば水質基準の適切な型がおのずから選定されてくるが、ここで視点を变えて、考える種々の水質基準を取り上げ、各特徴を整理してみる。しかるのち、特徴が目的にかなう型としていかなる水質基準があるかを考察してみたい〔5・4〕,〔5・5〕。

公共水源水質を維持するための水質基準としては、各放流汚水の水質そのものを規制する放流水質基準と図 5・6 にもその概念図を示すように維持すべき水源水質に設定する基準たとえば河川の場合、流水水質基準あるいは環境基準の両者がある。流水

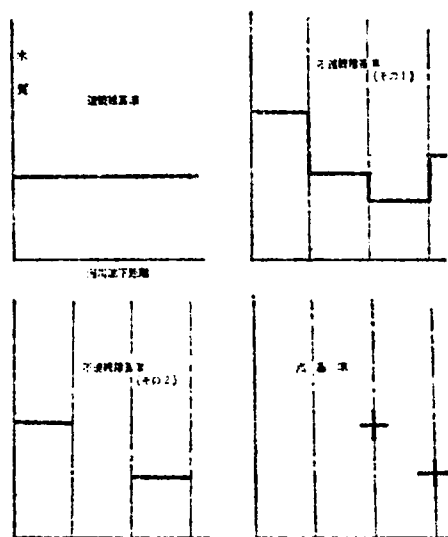


図 5・6 流水水質基準の種類

基準には任意の地点での規制値を制定する場合と、ある一定距離の河川水に連続的に制定されるものがある。「A地点ではBOD 4 ppm 以上」などの基準値は前者の例で、点基準ともいえる。一方、「AからB地点までBOD値は4 ppm 以上」などは後者で線基準ともいえる。また水質基準値制定時にとくに注意しなければならない事項として基準値の規制力が問題となる。すでに述べたように、最低限維持すべき水質として安全のために制定される安全基準値あるいは許容基準値と、

水質をある値に維持しうるように規制目標として制定される基準すなわち、規制基準とがあり、区別される。図5・4、図5・5に関連してすでに述べたように直接規制条件となる。たとえば条件Ⅰ、Ⅱあるいは点Ⅰでの条件と条件Ⅳあるいは点1での条件は区別するほうが実際の基準監視に都合なことが多い。各基準の特徴を表5・1にまとめたが、これら水質基準の型の選定は種々の角度から検討されなければならない、一概にその優劣を決定しえず、(1)対象維持水質を技術的にいかに保証しうるか、(2)水質維持の広域協力体制にいかに効果的か、(3)技術的、経済的合理性、さらに(4)制定後の監視、規制の容易さなどを十分検討したうえで決定されるべきである。筆者は技術資料の集積度、広域協力体制などの現況を考慮して表5・2に示すような順序で、動的に状況に応じて水質基準を制定してゆくのが理想的と考えているが、要は各基準の特徴を生かして、点基準を流水規制基準とし、線基準を安全基準として明確に区別した重複規制が望ましく、あくまで広域的に検討すべきことを主張したい。

表5・1 各型水質基準の機能上からみた特徴

水 質 基 準		長 所	短 所	備 考
線基準	連 続	1. 決定容易。 2. 維持水質最悪値への保証明確。	1. 放流ライセンスを与える可能性有。 2. 管理が伴わなければ下流放流者に不公平。	1. 管理機関を要す。 2. 安全基準の規制基準からの分離を要する。(管理機関不十分のとき)
	不 連 続	1. 維持水質最悪値への保証明確。	(連続線基準と点基準の中間)	(左に同じ)
点基準	1点のとき	1. 放流者自身による相互管理を可能にする。	1. 維持水質最悪値発生地点不明確。 2. 維持水質最悪値への保証小さい。	1. 基準設定地点と基準値は維持水質の最悪値目標を考慮して決定すべきである。
	多点のとき			
放 流 水 基 準		1. 汚濁制御の責任明確。	1. 管視体系必要。 2. 各放流者に単独処理の傾向を与える。 3. 放流ライセンスとなる可能性有。 4. 維持水質最悪値への保証小さい。	1. 基準制定に多くの情報を要す。 2. 管視方法が問題。

表7 水質基準型の遷移

	(現在)	時間経過 →	(将来)
1. 放流者相互による広域汚濁制御のための協同体組織	組織化されていない。	→ 組織化の方向	→ 組織化し、イニシアティブを取るべき。
2. 広域汚濁制御のための政府管理機関	イニシアティブを取っている。	→ 放流者相互協同体組織への援助。	→ 援助、調整のみ行なう。
3. 制御に要する資料	不十分	→ 収集	→ 完全資料収績
4. 維持水質最悪値への保証	規制による保証	→ 実施実績による検討	→ 技術分析による保証
5. 水質基準の多重性		放流のライセンスとなりうる。	→ 規制基準と安全基準の区別
6. 理想的水質基準	連続線基準(安全基準)	→ 不連続線基準	→ 多点、点基準(線基準型安全基準を伴う) → 放流水基準

5・4節 広域水質基準制定基本計画の具体化例と考察

前節では、理念具体化の方向性を探り、さらに種々の型の水質基準の特徴を生かせばある程度理念の具体化が容易になることを指摘してきた。そこでこれに引き続き、本節では実際河川への水質基準の制定を想定し、基本計画段階で遭遇するであろう諸問題をより具体的に検討してみる。

今日、水質保全目標も規制もともに不明確さを多く残す状態でありながら、水質規制の必要性のみが先に決定するというきわめて困難な段階に至った。したがってまず各種水源利用に対する許容限界水質の確保を目的とする安全基準の制定が最大の関心事となっている。わが国でもひとまず水道水源としての水質確保が議論の中心となっているようであるが、本節では将来をみこし、この安全基準のみに焦点を絞ることなく、あくまで理念を指向しつつ水質基準の基本ともいえるべき規制基準に議論を集中したい。つまり、利用可能な情報、資料で水質基準の制定計画をいかに具体的に推進しうるかを検討するために、最も単純な場合として便益値が利用できない場合のDOに関する規制基準制定をとり上げて重点的に考察してみる。なお、前節で述べたように、放流水質基準は流水基準検討結果の一つの異なった型の表示にすぎないから、ここではその基本となる流水水質基準の

制定についての広域的検討にとどめる。

つまり、実存資料を用いて、流水水質基準のうちとくに水質規制基準あるいは環境基準の基本計画作成を試みるが、これは計画具体化をより明確にすると同時に具体化の段階での新たな問題をさらに詳しく検討するためである。ここでいう基本計画とは、たんに最終計画の概要と方向づけを行なうための第一歩としての計画を指し、必ずしもすべてに厳密な数値精度を必要としないものと考え、むしろ問題の本質をいかに指摘、検討しうるかに重点をおくことにしたい。なお、米国、Delaware河を計画例の対象とするので多くの資料が利用可能であるが、ここではとくに現段階わが国で一般的に定量され利用可能な資料のみを用いて検討を進め、結果の比較を通じてわが国での計画が明示しうる限界、問題点、さらに今後定量化すべき資料に関する問題提起をも行ないたい。同時に本文に示すような簡単な基本計画具体化の結果が何を意味し、指摘しうるかの評価・位置づけも可能であろう。

5・4・1 Delaware 河の流況と計画モデルの作成

アメリカ連邦政府は水質汚濁制御法を検討するために一つのモデルケースとして Delaware 河を取り上げ、1961 年以来、Federal Water Pollution Control Administration (FWPCA) が中心となり 200 人にもものぼる技術者、科学者、経済学者の協力のもとに約 4 億円の調査研究費を投じて種々の角度から検討してきた。Delaware 河の現況あるいは研究成果などの詳細については文献〔5・6〕を参照しうるので省略し、概略のみを以下に引用きとめておく。Delaware 河は図 5・7 にも示すようにニューヨーク州の南端からペンシルバニア州、デラウェア州に及ぶ全長約 200 Km 強、流量は上部で約 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の長大河川で下流部は感潮部を有する。中流部のフィラデルフィア（人口約 400 万人）を中心として多くの工業を有し、水利用、污水放流ともに高度に利用されている。図 5・8 は汚濁物放流状況を示す。その結果、水質汚濁状況は図 5・9 にも示すように夏季には平均値としても溶存酸素が 1 ppm を割り、しばしば溶存酸素 0 ppm 状態になっているので、この水質改良が前記 FWPCA の研究目的となっている。

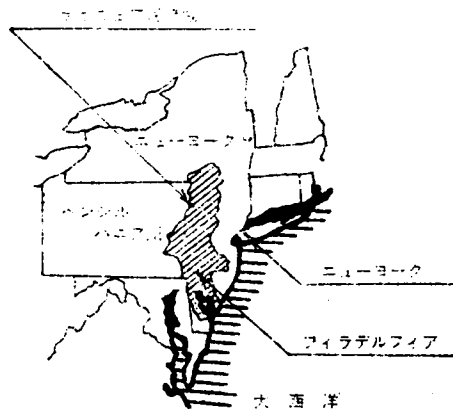


図 5・7 デラウェア河の位置

このDelaware河における研究成果にとらわれることなく、あくまで計画理念の具体化過程の例示として独自に検討を試みるために、4・3・1の目標と制約の近似線型表示で検討を進める。すでに述べたようにStreeter-Phelps 公式を活用する場合、流況がほぼ一定とみなしうる区間を単位として河川のモデル表示が可能であるが、各部の流況は表5・3のように総括表示できるようである。ここで各 k_1 、 k_2 値はBOD、DOの現状値から逆算したもので、これらの値を用いて改めて算出したDO値は図5・3中に破線で示すような値を示す。したがってDelaware河を

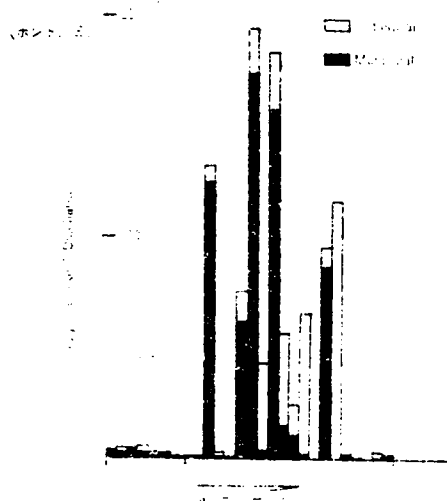


図5・8 デラウェア河への汚濁放流状況(文献2.10)

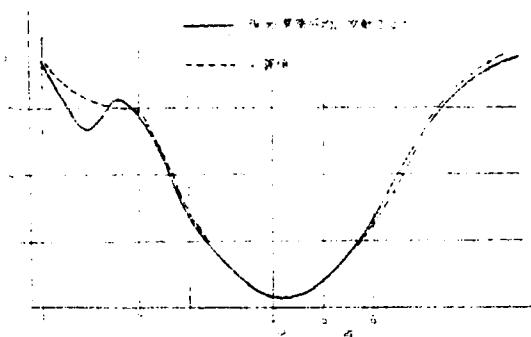


図5・9 デラウェア河における溶存酸素

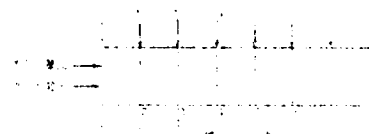


図5・10 デラウェア河モデル

図5・4のようにモデル表示することができ、水質伝播式として式(4・21)の線型表示を用いれば各平均値から次の関係をえる。

ここで各 DO_l は地点 l での汚水放流点直上流部のDO値を示す。また各 X_l は点 l での現在汚濁放流量からの除去量($BOD, 10^3 lb / 日$)を指し、たとえば $X_l = 0$ とは現状のままの放流を意味する。これは以下に示す目標式の費用関数を表示しやすくするための配慮によるものである。

表5・3 デラウェア河の流況概要

地 点	1	2	3	4	5	6	7
工業放流汚濁量	20.8	133.7	271.7	228.3	90.0	212.5	3.2
家事放流汚濁量	14.8	125.8	238.4	161.7	25.0	90.0	3.2
総放流汚濁量	35.6	259.5	510.1	390.0	115.0	302.5	6.4
流 量 (MGD)		7.820				9.770	
k_1 算 定 値	1.5	1.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
k_2 算 定 値	0.001	0.001	0.18	0.33	0.55	1.9	1.9

注) 汚濁量単位: ($\times 10^3$ BOD lb/日)

$$\begin{aligned}
 DO_1 &= 7.4 \text{ (一定)} \\
 DO_2 &= 5.9 + 0.0152 \cdot X_1 \\
 DO_3 &= 3.2 + 0.0153 \cdot X_1 + 0.0103 \cdot X_2 \\
 DO_4 &= 0.4 + 0.0119 \cdot X_1 + 0.0102 \cdot X_2 + 0.0067 \cdot X_3 \\
 DO_5 &= 0.8 + 0.0061 \cdot X_1 + 0.0058 \cdot X_2 + 0.0058 \cdot X_3 + 0.0048 \cdot X_4 \\
 DO_6 &= 3.4 + 0.0028 \cdot X_1 + 0.0030 \cdot X_2 + 0.0038 \cdot X_3 + 0.0043 \cdot X_4 + 0.0042 \cdot X_5 \\
 DO_7 &= 6.9 + 0.0002 \cdot X_1 + 0.0003 \cdot X_2 + 0.0005 \cdot X_3 + 0.0008 \cdot X_4 + 0.0013 \cdot X_5 + 0.0019 \cdot X_6
 \end{aligned} \tag{5.22}$$

水質基準を制定することは式(5・22)に不等号あるいは等号制約条件を与えることになり、点基準の場合、適宜基準制定地点を想定しその地点でのDO式のみを制約条件化すればよい。また線基準の場合はあらゆる地点に制約条件が設定されるので式(5・22)と同様さらに多くの地点でのDO式を求め、それらすべてを制約条件化すればよい。つぎに、水質基準制定に関するDelaware河流域全般に、および広域的目標を確立する必要がある。すでにくり返し述べたように理想的には基準制定にともなう広域的な便益値を考慮しなければ目標を確立しがたいが、ここではわが国の現状をも考慮して〔5・7〕、広域圏における水質便益値をほぼ一定(B_0)とみなした場合について検討してみる。したがって広域目標はつぎのとおりである。

$$Z = B_0 - C(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

(5.23)

ここで C は各水質基準を満たすに要する費用。

したがって、目標としては C の最小化をはかることに転換しうる。 C として各放流汚濁量の生物処理費を取れば各単位コストとして図 5.11 のような値をえた〔5.8〕。図中各コストが一定値を示す範囲をその都度用いれば費用 C としてつぎの一次式をえる。

$$C = \sum_{i=1}^6 c_i \cdot X_i \quad (5.24)$$

ここで、 c_i は各 X_i の処理単価。

ところで、最悪水質保証のための安全基準の場合、人間生命、健康度などの考慮が必要となり医学的にも十分検討され

なければならず、試行錯誤的にも多角的な議論を必要とする。本文では安全基準を満たす範囲内での規制基準について検討のみに限定するので、水質基準の合理性としては式(5.21)に関する制約条件下での式(5.23)の最大化あるいは式(5.24)の最小化問題として検討することもできる。したがって制約条件式に基準値としての制約値を設定するにあたっては十分安全基準の存在を考慮してそれを上まわる値に限定されることに留意しなければならない。規制基準制定にともないいかにかその規制を満たすべきか、またそのときの水質はいかに改善されるかについては線型計画法をくり返し活用(Successive LP Method)することによって指摘しうる。

5.4.2 数値解とその考察

地点 4 および 5 に点流水基準を制定する場合と全流域一律の線流水基準を制定する場合について上記より解を求めたところ、広域的に合理的な基準維持費用は図 5.12 のように求まり、それぞれの場合の維持水質は図 5.13 から図 5.15 に示すように予測できた。点基準の場合、点 4 および 5 のいずれであっても必要経費に大差なく、線基準の場合よりは処理費用が少なくてすむ。その理由は水質値をみれば明らかで、点基準の場合、基準制定地点の水質は規制できるが基準制定地

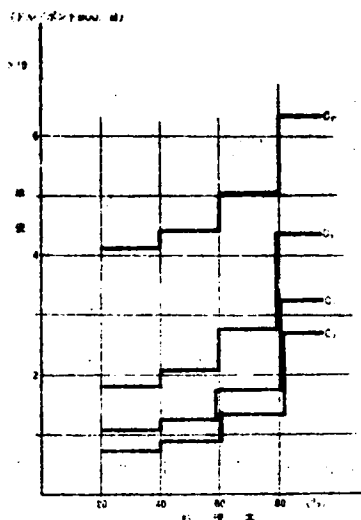


図 5.11. 総処理費単価

(注) $C_6 = C_2 - 0.05$ $C_4 = C_2 - 0.10$ $C_3 = C_2 - 0.15$

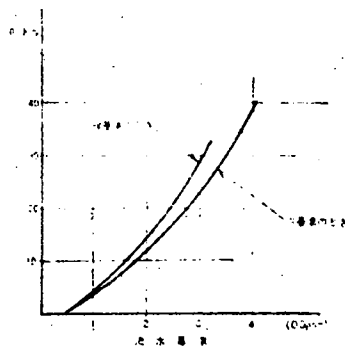


図5・12 基準維持のための処理費用

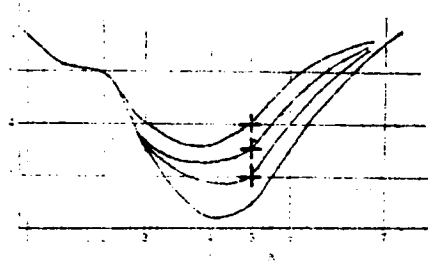


図5・13 地点5に点基準を制定する場合の平均予測水質

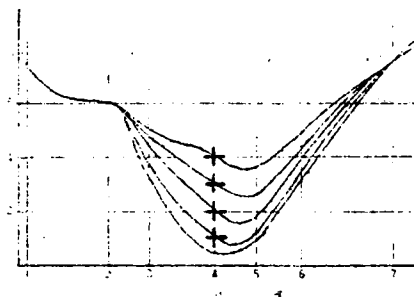


図5・14 地点4に点基準を制定する場合の平均予測水質

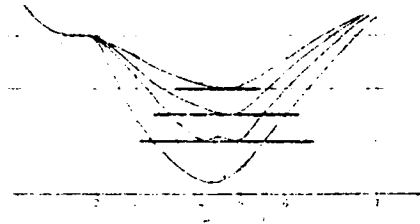


図5・15 線基準を制定する場合の平均予測水質

点以外では制定値よりも悪質となることがあるのに対し、線基準の場合最悪水質を規制し、線基準の場合のほうがそれぞれ全般的に良質の水質を維持しているからにほかならない。この最悪水質の保証の程度はすでに述べたように水質基準の型それぞれの特徴でもあり、点基準の場合は図5・13および5・14のような検討を積み重ねたうえで最悪値の程度およびその発生地点を十分予想しておかなければならない。地点4と5の両者に点基準を制定する場合についても同様に検討する。またこれらの線基準と点基準の関係から安全基準として線基準を制定した場合に規制基準としていかに点基準を制定するべきかもある程度明らかになる。結果から判断する限りでは、たとえば安全基準として一律D0 2 ppm とする場合に地点4に規制基準としてD0 3 ppm 以上と制定するのも一つの方法である。基準値の基本計画値としての最終決定はこの種の結果のいろいろな角度からの検討にもとづき総合的に決定されるべきであるが、やはり計画目標からいって便益 B_0 が図5・12上でいかなる位置を占めるかの検討が最終的な決定因子となるべきであろう。(B_0 値が

定量しえない場合はこの限りではない。)ところで、重要な問題が残されており、以上はすべて広域的合理性の追求から得られた結果であり、必要経費についても地域として負担すべきもので、この費用は各構成員に配分されるべきであるから、実際にはその可能性も合わせ検討しておかなければならない。たとえば一例として、地点5における点基準としてDO4 ppm以上なる規制が行なわれた場合、広域的に最少の費用でこの規制を守るためには X_2 を 66.5×10^3 lb/日、(25.6%)、 X_3 を320(62.7)、 X_4 を200(51.3%)それぞれ処理し、 X_1 については現状のままでよい($X_1=0$)ことがわかる。ある規制条件下での広域的に合理的な放流規制策の具体例を表5・4に示す。ここで新たな問題は必ずしも均一でないこれらの放流規制費用を上流各放流者あるいは全放流者にいかに公平に再配分するかにある。最終的な基準決定に先だち十分この問題も検討しておかなければならない。

なお、放流水質基準を広域的に制定する場合、上記25.6、62.7、51.3%の処理をそれぞれの放流者に規制化するのも一つの方法であることはいうまでもない。

表5・4 地点5に点流水基準が制定された場合の合理的な放流規制策例

地 点		1	2	3	4	5	6	7
現在放流量($\text{BOD} \times 10^3 \text{ lb/日}$)		35.6	259.5	510.1	390.0	115.0	302.5	6.4
DO ≥ 3 ppm のとき	放流規制策 X_i	0	0	320.0	93.0	0	0	0
	規制後放流量 y_i	35.6	259.5	190.1	297.0	115.0	302.5	6.4
DO ≥ 4 ppm のとき	放流規制策 X_i	0	66.5	320.0	200.0	0	0	0
	規制後放流量 y_i	35.6	193.0	190.1	190.0	115.0	302.5	6.4

注) $y_i = \text{現在放流量} - X_i$

5・4・3 基準制定に伴う水源への汚水放流量

一般に水質基準値がきびしければきびしいほど水源利用能は増大する反面、汚水放流規制はきびしくなり、あまりきびしすぎれば、処理技術の限界あるいは経済的な限界にもより各汚水放流者が放流先を失うことにもなりかねない。つまり規制があまりきびしすぎれば利水後の汚水の放流方法が無いという理由でせっきくの利水能を十分に活用しきれないことにもなりかねない。水質基準値決定に当っては利水量や処理費用の大小のみならず、汚水処理の技術的限界をも考慮しておかな

ければならないことはいうまでもない。ただ、汚水放流を広域的に規制する場合、上述のように必ずしも各 X_i を単独に処理する必要はなく、いくつかの X_i を合併して処理に当ることも十分検討しておく必要がある。合併処理が可能であれば放流規制費用の再配分もより容易になり、さらに処理限界も合併処理をも考慮した上で検討しておけばよい。すなわち、種々の水質基準値が与えられた場合に各汚水放流者はいかに処理しなければならないかを検討すると同時に、逆にそれぞれの基準値が与えられた場合に広域的に最大限どれだけの汚水をこの水源に放流しうるかも検討しておかなければならない。

表5・5は各流水条件下でそれぞれの線流水基準値が与えられた場合の広域的な最大汚水放流可能量を求めたものである。水質基準値を制約条件とする式(5・22)の制約下で次式の最大化をLPによって検討した結果である。

$$Z = \sum_{i=1}^7 X_i \quad (5.27)$$

結果を図示したのが図5・16で、流入 Q_0 が $50 \times 10^3 \text{ lb BOD/day}$ を上まわり、DO基準値が4 ppm 以下の場合には特に現状放流汚水を処理しなくても広域圏内で放流地点を工夫すれば十分基準水質を維持できることがわかる。同様に Q_0 が $70 \times 10^3 \text{ lb BOD/day}$ を維持できる場合はDO値はほぼ6 ppm である。また流量が減少して Q_0 が $30 \times 10^3 \text{ lb BOD/day}$ を下まわる場合に基準DO値を4 ppm 以上に維持せんとすれば、いかに放流地点を工夫してもこの地域からの総汚水放流量は約 $600 \times 10^3 \text{ lb BOD/day}$ 以下に、約63%以上の処理を行わなければならないことがわかる。総汚水放流量を63%以上処理することが技術的に可能か否かの検討が不可欠となり、もし不可能の場合水質基準値の再検討が必要になる。

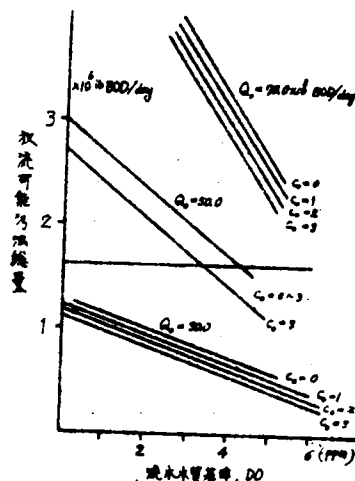


図5・16 水質基準と放流可能汚濁量の相関

表 5 . 5

Stream Condition			Location						
Q _o	c _o	DO	1	2	3	4	5	6	7
30.0	0.0	0.0	271.0	0.0	87.5	346.8	139.9	270.3	181.9
"	"	1.0	238.7	0.0	77.0	305.5	123.3	248.7	163.7
"	"	2.0	206.5	0.0	66.6	264.2	106.6	227.2	145.5
"	"	3.0	174.2	0.0	56.2	222.9	90.0	205.6	127.3
"	"	4.0	142.0	0.0	45.8	181.7	73.3	184.0	109.1
"	1.0	0.0	208.8	0.0	89.7	346.8	139.9	270.3	181.9
"	"	1.0	176.5	0.0	79.3	305.5	123.3	248.7	163.7
"	"	2.0	144.3	0.0	68.9	264.2	106.6	227.2	145.5
"	"	3.0	112.0	0.0	58.4	222.9	90.0	205.6	127.3
"	"	4.0	79.7	0.0	48.0	181.6	73.3	184.0	109.1
"	2.0	0.0	146.6	0.0	91.9	346.8	139.9	270.3	181.9
"	"	1.0	111.3	0.0	81.5	305.5	123.3	248.7	163.7
"	"	2.0	82.1	0.0	71.1	264.2	106.6	227.2	145.5
"	"	3.0	49.8	0.0	60.7	222.9	90.0	205.6	127.3
"	"	4.0	17.5	0.0	50.3	181.7	73.3	184.0	109.1
"	3.0	0.0	84.4	0.0	94.1	346.8	139.9	270.3	181.9
"	"	1.0	52.1	0.0	83.7	305.5	123.3	248.7	163.7
"	"	2.0	19.9	0.0	73.3	264.2	106.6	227.2	145.5
"	"	3.0	0.0	0.0	21.8	252.3	90.0	205.6	127.3
"	"	4.0	0.0	0.0	0.0	151.6	117.8	184.0	109.1
50.0	0.0	0.0	425.9	0.0	191.2	546.6	477.8	783.6	583.1
"	"	1.0	375.2	0.0	168.5	481.5	420.9	713.3	524.8
"	"	2.0	324.5	0.0	145.7	416.4	364.0	643.1	466.5
"	"	3.0	273.8	0.0	122.9	351.4	307.1	572.8	408.1
"	"	4.0	233.1	0.0	160.2	286.3	250.4	502.5	349.8
"	1.0	0.0	325.4	0.0	191.8	546.6	477.8	783.6	583.1
"	"	1.0	274.7	0.0	169.0	481.5	420.9	713.3	524.7
"	"	2.0	224.0	0.0	146.3	416.4	364.0	643.1	466.5
"	"	3.0	173.3	0.0	123.4	351.4	307.1	572.8	408.2
"	"	4.0	122.6	0.0	100.5	286.3	250.3	502.5	349.8
"	2.0	0.0	224.8	0.0	192.4	546.6	477.8	783.6	583.1
"	"	1.0	174.1	0.0	169.6	481.5	420.9	713.3	524.8
"	"	2.0	123.4	0.0	146.9	416.4	364.0	642.1	466.5
"	"	3.0	72.7	0.0	124.1	351.4	307.1	572.8	408.2
"	"	4.0	22.0	0.0	101.3	286.3	250.3	502.5	349.8

Q _o	c _o	DO							
			1	2	3	4	5	6	7
50.0	3.0	0.0	124.3	0.0	193.0	546.6	477.8	783.6	583.1
"	"	1.0	73.6	0.0	170.2	481.5	420.9	713.3	524.8
"	"	2.0	22.9	0.0	147.5	416.4	364.0	643.1	466.5
"	"	3.0	0.0	0.0	63.0	387.6	307.1	572.8	408.1
"	"	4.0	0.0	0.0	0.0	300.7	273.6	502.5	349.8
70.0	0.0	0.0	591.2	0.0	303.1	818.4	954.6	1669.	1326.4
"	"	1.0	520.8	0.0	260.8	720.9	841.0	1512.	1193.
"	"	2.0	450.5	0.0	230.9	623.5	727.3	1356.	1061.
"	"	3.0	380.1	0.0	194.8	526.1	613.7	1199.	928.5
"	"	4.0	309.7	0.0	158.8	428.8	500.0	1042.	795.8
"	1.0	0.0	451.1	0.0	303.2	818.4	954.6	1069.	1326.
"	"	1.0	380.7	0.0	267.1	726.0	841.0	1512.	1193.
"	"	2.0	310.4	0.0	231.1	623.5	727.3	1356.	1061.
"	"	3.0	239.9	0.0	194.9	526.1	613.7	1199.	928.5
"	"	4.0	169.6	0.0	158.9	428.7	500.0	1042.	795.9
"	2.0	0.0	311.0	0.0	303.4	818.4	984.6	1669.	1326.
"	"	1.0	240.7	0.0	267.3	721.0	841.0	1512.	1193.
"	"	2.0	170.3	0.0	231.2	623.5	727.3	1356.	1061.
"	"	3.0	100.0	0.0	195.1	526.1	613.7	1199.	928.5
"	"	4.0	29.5	0.0	159.0	428.7	500.0	1042.	795.9
"	3.0	0.0	171.0	0.0	303.5	818.4	954.6	1669.	1326.
"	"	1.0	100.6	0.0	267.4	721.0	841.0	1512.	1193.
"	"	2.0	30.2	0.0	213.3	623.5	727.3	1356.	1061.
"	"	3.0	0.0	0.0	127.2	558.6	613.7	1199.	928.5
"	"	4.0	0.0	0.0	0.0	488.7	506.4	1042.	795.9

Wast amount : $\times 10^3$ lb BOD/day

DO : (stream quality standard) : ppm in DO

c_o : (water quality of inflowing flow) : ppm in DO deficit

Q_o : (waste load of inflowing flow) : $\times 10^3$ lb BOD/day

5・4・4 基本計画への水質変動の考察

以上、基本計画としてすべてに平均値の水質規制を考察してきた。全般的施設対策などに関する計画概要を知るうえではこの平均値の検討でかなりの効果を期待することができるが、水質規制の効果をもこの基本計画から予測しようとするれば必ずしも十分とはいえないことがある。とくに最悪

水質値の保証のために制定される安全基準の場合、人体への許容値などから決定されるので、たとえば平均的に基準が満たされていてもある頻度で基準が破られることがあればこれは必ずしも水質基準が満たされているとはいえないことになる。とくに、河川水質は流量、汚水放流の不均一性から大幅に変動することが知られている。したがって平均的に基準を満たすことの意味が問われることになる。規制基準の場合でも同様にあまり大幅に変動する水質の場合は平均値をある値に規制することの意味が明確でなくなってくる。また、いかなる規制についても共通する問題として、規制がいかに実行されるかが最も重要であり、規制が実行されているか否かについても監視しうるものでなければ規制値を決定する意味がない。いいかえれば、規制の実行、その監視能力を考慮したうえで規制値を決定しなければならない。したがって、基本計画の段階でもある程度これらの問題を検討しておかなければならず、この種の検討の裏付けがあってはじめて5・2の平均値による検討が生かされる。

河川水質は一般に大幅に変動し、Delaware 河の例をとっても図5・17のような実測結果が報告されている。水質変動量の理論的取扱いについては確率論的にもすでに多くの研究があり、この水質変動を水質規制の基本計画に考慮するには式(5・9)に、これらの理論式を活用してゆけばよい。あるいはまた対象河川の多くの地点での長期的実測変動を定量化し、これを用いてもよいわけである。しかし、そのいずれも複雑あるいは容易でなく、基本計画の性格からみて必ずしも適切とはいえないことも少なくない。そこで、5・2に例示した基本計画の目的、精度とも考え合わせたい。ここで

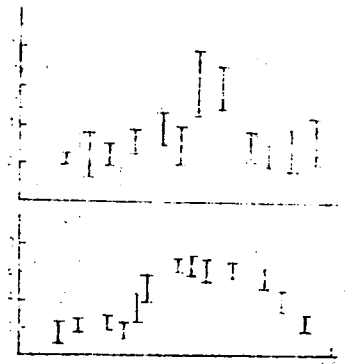


図5・17 デラウェア河水質変動実測結果
(注) デラウェア・アコミッションデータより

では一つの簡便法で水質変動を考慮しておく。水質変動の予測あるいは推定法として、コンピューターの発達した今日、シミュレーションによる近似方法が出現してきた。次章でDelaware河の水質に関するシミュレーションを試みるので〔5・9〕、ここではその詳細については省略するがこれより本文に関する結果のみを抽出してこれを実測値に代用し、以下若干検討を進めてみたい。たとえば水質変動結果の一例として図5・18を得るが、こういった変動を5・2に述べた線型式にもとづく基本計画に考慮する一つの近似法として式(5・22)に対応して、つぎの関係がある。

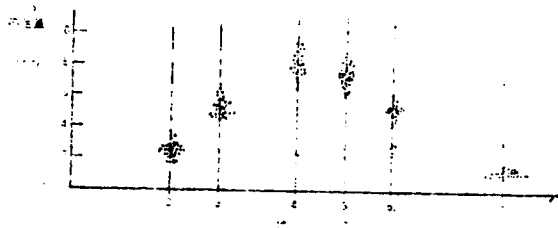


図5・18 シミュレーションによる水質変動結果例

$$\sigma_l^2 = \sigma_0^2 l + \sigma_1^2 l \cdot y_1^2 + \sigma_2^2 l \cdot y_2^2 + \dots \sigma_n^2 l \cdot y_n^2 \quad (5.26)$$

ここで、 σ_l^2 は地点 l での水質 (DO) 変動の分散値、 $\sigma_0^2 l$ 、 $\sigma_1^2 l$ は同じく、式 (5.22) に
おける定数項および各係数変動の分散値である。また各 y_l は表5・4に示す規制後放流量で、
 $y_l = (\text{現在放流量} - X_l) (\times 10^3 \text{ lb/日})$ 。つまり図5・18に示す月間流量変動を考慮
に入れない自然水質変動原因をコンピューターを用いて式 (5.22) の各係数に配分したもので
ある。算定結果の一例は表5・6に示すとおりで、これより各放流量 X_l が規制され固定したもの

表 5 ・ 6 σ_l 算定例

地点	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6
2	2.43×10^{-1}	1.75×10^{-3}	—	—	—	—	—
3	2.04	1.98	1.04×10^{-3}	—	—	—	—
4	1.61	1.12	1.14	6.10×10^{-4}	—	—	—
5	1.09	0.96	0.81	6.55	5.53×10^{-4}	—	—
6	0.40	0.35	0.32	3.88	4.43	4.94×10^{-4}	—
7	0.04	0.03	0.01	0.63	0.80	1.03	1.62×10^{-4}

とみなしうるとき河川の自然条件の変動にもとづく水質変動をつぎのように算定しうる。たとえば
表5・4に示した地点5に (DO ≥ 3.0 ppm) の点流水基準が制定された場合、この地点5での
水質変動量はつぎの σ_5^2 より推定しうる。

$$\begin{aligned} \sigma_5^2 = & (1.09 \times 10^{-1})^2 + (0.96 \times 10^{-3})^2 \times 35.6^2 + (0.81 \times 10^{-3})^2 \times 259.5^2 + \\ & (6.55 \times 10^{-4})^2 \times 190.1^2 + (5.53 \times 10^{-4})^2 \times 297.0^2 \end{aligned} \quad (5.27)$$

これより $\bar{\sigma}_s \cong 0.33 \text{ ppm}$ 。したがって、季節的な流量変動を考慮しない流量のほぼ安定した状態でも約70%の確からしさで0.6から0.7 ppm，ほぼ範囲1 ppm 水質が変動することがわかる。（この値は常識的に判断すればやや変動が小さいようにも思われるが一つの試算値として記しておく。）他の条件下でも同様に水質変動値を予測できるので、基準制定にあたっては必要に応じてこの変動量を見込んだうえでそれだけ基準値を5・2での検討結果から図5・19に示すようにシフトしておかなければならない。安全基準として99%以上基準を遵守したい場合は、5・2の検討結果を3・ $\bar{\sigma}$ シフトする。



図5・19 規制目標と基準値の制定

5・5節 結 語

以上、広域水質基準制定に関し、DOを中心とする規制基準制定について重点に検討してきた。取り上げた水質項目はDO（あるいはDO不足量）が中心で、BODについてもほぼ同様に検討しうることを述べたが、これら以外の水質で基準化しなければならない項目についても同様の検討が必要であることはいうまでもない。水源利用に水質上の障害を与える可能性のある要素はすべて基準化される必要があり、それぞれの水利用に関する水質Criteriaが確立され、このCriteriaにもとづき基準化すべき水質項目および基準値が決定される。したがってCriteriaによっては無数の水質項目が基準化の対象となる。今後の水質規制を論ずる場合、水質便益に触れることが不可避となってくるであろうが、この場合ある代表的一項目たとえばBODのみで、全水利用者に関する水質便益を論ずることはきわめて困難である。冷却用途への水質便益は水温などに強く関連し、BODで論ずることは必ずしも適当でない。したがって、今後将来の水質規制に対しこういった点を十分考慮して早急に水質表示の問題を解決してゆかなければならず、前章に示した水質表示の提言はまさに、こういった水質便益定量を指向するものであることを付言しておきたい。結局、今後将来にわたり基準化すべき水質項目としては、安全基準の場合はほとんど全項目にわたるものとなり、規制基準の場合は合理的な項目選定が新たな問題となろう。

以上本章では、水源水質保全のための水質基準広域制定計画法について、(1)計画理念の具体化、(2)基本計画の具体化を中心に考察してきた。わが国でも近い将来、水質保全のための広域的協力体制が不可欠になってくるものと予想できるが、この時点で大幅に水質便益に基づく規制基準の方向

に進展してゆくものと期待しているが、さもなくば、水質汚濁問題に真の解決はなく、紛争と妥協の連続としての問題解決が続くことになる。こういった意味で、本文では将来の合理的な水質保全を念頭におきつつ、その具体化を重点的に考察した。

なお、以上でひとまず基準値立案が可能となるが、基準値案は実際への適用に先だち次章に示すような現実的妥当性の吟味を要する。

第 6 章 水源規制水質の監視と制御の効果分析

6・1 節 概 説

前章では、水源水質保全のための維持水質基準化について検討を加えた。重要な問題として水質便益値の定量化を含む平均状態維持の検討および水質の自然変動を指摘しているが、さらに加えて人為的原因に伴う水質変動をいかに考慮してゆくかがきわめて重要である。水質維持に要する汚水処理費用の節減にも関連して、規制が厳しければ厳しいほど、規制が守られにくいと考えるのが現実的、かつ妥当であろう。すなわち、規制に伴う監視がなければ、規制放流量が遵守されない可能性が十分あり、その可能性は規制値の厳しさにも関連してくる。もし、基準制定に監視と規制が伴わなければ、基準値は何らかの水質問題が発生したときの原因追求手段と罰則基準にしかかなりえず、問題発生後放流者が基準を守りはじめれば、原因を追求することさえできなくなり、このような状態ではとても水質規制の広域的協力を期待することはできない。このような意味から水質規制のための基準値は常にその監視能力と関連づけて検討する必要がある、表現を変えれば、基準制定にあたってこれらの人為的原因による水質変動をも十分考慮してゆかなければならないことがわかる。この人為的原因による水質変動は自然原因による変動と異なり、制御可能であるところから監視が必要となってくる。そこで、水源水質基準制定に当っては前章に示した検討に加えて以下の検討が不可欠となる。つまり基準の制定法としては前章のごとく合理的な維持水質値を選定した後、本章に示すようにその選定値の現実的妥当性の吟味が必要である。もし対象水源に期待しうる水質の監視・制御能力を越える基準値であれば、前章での検討結果を実行不可能な解として、最初から再検討を要する。表現をかえればこれら両者は一つのフィードバックシステムを構成する必要がある。ところで、水質監視・制御の方法としては、(1)水質モニタリング、(2)基準との対比、(3)警告、(4)放流制御（緩和、強化）の検討、(5)制御の指令、(6)水質監視モニタリングの続行、などのステップをふむのが一般的であるから、かなり複雑で時間遅れを伴うこともある。また、人為的な原因、自然原因の判別、あるいは一時的な水質悪化と長期的悪化の判別など常に難解な問題をかかえ、敏感であればあるほど監視、制御が適切ともいえないので慎重な検討が必要である。ところで、水質基準制定基本計画段階でこの複雑な監視制御能力をいかに考慮するかは重要な問題であると同時にきわめて難解で、現在未だ確立された手法はない。そこで本章では一つの方法としてシミュレーション手法を採用することにして、コンピューター内に対象河川を再現し、種々の監視・制御条件

の変動がいかなる結果を水源水質にもたらすかの予測定量から考察を加えてみる。本章は前章に連するもので、6・2節では前章でのモデル考察にひきつづきシミュレーションモデルをいかに設立するかを検討する。6・3節で得られた結果比較検討を行ない、さらに6・4節で水質基準値と監視・制御法の相関を考察する。6・5節では以上の結果に基づき、水源維持水質基準化を総括するとともに、水源水質の現制限界にもふれ、ひいてはこの水源に依存する都市給水システムで対処すべき問題あるいは合理化すべき方向性などに言及する〔6・1〕。

6・2節 水源水質の監視と制御のシミュレーションモデル

一般にシミュレーションモデルの設立は容易なことではない。シミュレーション手法を活用することの妥当性に加えて、モデル化過程におけるそれぞれの段階での妥当性追求がきわめて重要である。シミュレーション手法を活用することの妥当性については、本章に取り上げる水源水質の監視と制御の検討を基準適用以前の効果予測に限定しているところから、特に問題はないものとする。むしろ問題になるのは究明すべき対象問題の精度に対応した適度な精度を保有するモデル設立にある。しかもそのモデルがシミュレーション手法の特性を十分反映したものであることが望まれる。厳密には多くの問題を残すことになるが、以下本章に用いるモデルの設立について順を追って説明を加えてゆく。ただ本章の検討は前章での平均状態の検討を引き継ぐものであり、両者は一連のフィードバックシステムを構成すべき性格を保有する。したがって、ここでのモデルとしては前章での河川水質表示モデルに密接に関連し、かつシミュレーションモデルとしての特性をも保有するものであることが要求される。この両者の要求を適度に満たすことがひいてはここでのモデル化にいくつかの問題を残す原因ともなるようであるが、現時点ではある程度やむをえない。以下、前章との関連づけをより重視しながらとりあえずモデル化を進める。

6・2・1 現象総括的把握のためのシミュレーションモデル

河川の基本モデルとしては前章の図5・2に示したと同様流下方向に向って細区分する。流況をほぼ一定とみなしうる区間を一単位とし、それぞれの区間でのBOD、DOあるいはDO不足量を注目するのも前章での考え方をそのままここに引用する。

ところで、前章でのモデルは平均値としての水質伝播を追跡するのが目的であったが、本章では実際現象をシミュレートして不確定な水質伝播をいかに表示するかが重要な問題である。そこで先に均一とみなしえた流下区間をさらにミクロに分割し、それぞれ単位区間での水質伝播は不確定な挙

動を示すものとする。各单位区間でのBOD, DOあるいはDO不足量の伝播は平均的には前章で
の式(5・18)に示したようにStreeter-Phelps公式が成立するものと考えられる。平
均的にはこの種の決定論的公式を適用しうる現象を比較的ミクロに取り上げた場合に、個々の水質
伝播にいかなる不確定な変動がみられるか、あるいはこれをいかに表現するかが本章での最大の問
題である。しかし、本章では、ここでの検討結果の適用対象を十分考慮して、いたずらに現象追跡
の忠実性を高めることを避け、不確定な水質伝播の場を表現することのみに留意すればよいと考え
る。

いま、時間 $t = t$ から一定の微小時間 Δt 間隔を考慮する場合、流水は不確定な流速 $v_t \cdot r_v$ で、
距離 Δl_t 流下する。

$$\Delta l_t = v_t \cdot r_v \cdot \Delta t \quad (6 \cdot 1)$$

ここで、 r_v は流速 v の不確定性を表わす乱数とする。流速の不確定表示と同様にこの流下に伴な
う水質変化の決定因子のすべてに不確定性を考慮してみる。微小 Δl_t 区間で平均的に前章式(5
・19), (5・20)の成立を認めた場合、個々の区間に不確定な a , b , および c は次式で表
わされる。

$$\begin{aligned} a &= r_a \cdot e^{-k_1 \cdot r_{k_1} \cdot \Delta t} \\ b &= r_b \cdot \frac{k_1 \cdot r_{k_1}}{k_2 \cdot r_{k_2} - k_1 \cdot r_{k_1}} (e^{-k_1 \cdot r_{k_1} \cdot \Delta t} - e^{-k_2 \cdot r_{k_2} \cdot \Delta t}) \\ c &= r_c \cdot e^{-k_2 \cdot r_{k_2} \cdot \Delta t} \end{aligned} \quad (6 \cdot 2)$$

ここで、 r_a , r_b , r_c はそれぞれの関係式成立の不確実性を表わすための乱数とする。

前章式(5・20)と同様に、 $t = t$ におけるBOD, DO不足量を L , D と表わすとき、距離
 Δl_t 流下時のBOD (L')およびDO不足量 (D')はそれぞれ次のように表わされるものとみな
す。

$$\begin{aligned} L' &= a \cdot L \cdot r_L + a \cdot x \cdot r_x \\ D' &= c \cdot L \cdot r_L + b \cdot D \cdot r_D + c \cdot x \cdot r_x \end{aligned} \quad (6 \cdot 3)$$

ここで、 x は $t = t$ での放流汚水量($x = 0$ を含む)。 r_L , r_D , r_x はそれぞれ L , D , x の
有効量の不確定性を表わす乱数とする。

以上のごとく、水質決定因子に不確定性を考慮すれば、前章式(5・21)は不確定な水質伝播を
近似的に表示しうるものとみなすことができる。

以上の近似表示で不確定な水質伝播の場を再現しうるものと考えれば、対象利川での変動する水
質伝播実績を用いてこの基本モデルの各係数を適宜決定することさえできれば、以下これを一つの

近似シミュレーションモデルとみなすことができよう。ただし、このモデルは目的にそってきわめて総括的に設定してあるので本章で取り扱うような総括検討以外の目的に利用することはできない。一般にシミュレーションといえば現象を極力忠実に表現するものと解釈されがちであるが、ここでは現象そのものがすでに総括的に把握された場合のシミュレーションを取り上げているので、総括的に把握された現象を忠実に表現できればよいという観点に立っている。

さて、以上の水質伝播の場に監視と制御体制を設ける場合のシミュレーションモデルを次に考察しておく。先にも述べたように、監視と制御を、(1)水質モニタリング、(2)基準値との対比、(3)警告、(4)放流制御（緩和、強化）法の検討、(5)制御指令、(6)水質モニタリングの続行からなるものとする。監視と制御を広域的にあるいは流域的に集中的に行なう場合、一例として図6・1に示すような監視と制御のネットワークを考慮しうる。集中的に監視と制御を行なう主体を監視センターと呼ぶこともできる。上記(1)から(6)の監視・制御のうち、(4)の放流制御の方法

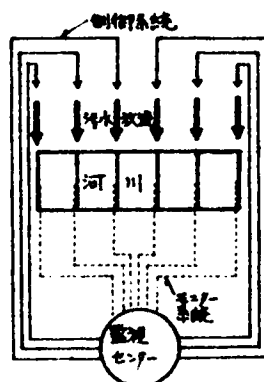


図6・1 監視と制御のネットワーク概念図

は数多く、いかなる方法を選定するかは別途問題になる。以下では、全放流者の一律放流量規制を避け、常に広域的に最適な規制を見出した後、特定の放流者を重点的に規制し、必要経費を広域的に再配分することを考慮した。広域的最適規制法の決定は、水質モニタリングの結果より、前章式(5・22)の各係数をそれぞれの時点で逆算し、この式を用いた制約条件を満たしつつ、式(5・24)にて表わされる汚水処理費を最少にする方法をLP法にてその都度選定する方式をとればよい。

不確定水質の算定およびその監視と制御のフローチャートを図(6・2)と(6・3)に示す。後者はモニタリングから汚水放流規制の発令に至るプロセスを示している。水質実測に基き水質基準遵守の判定を行ない、連続して基準が守られていない場合は警告を発し、さらに基準遵守が実現しない場合、新たに汚水放流規制の指令を発する方式を示している。この新たな規制指令は法的強制力を持ち完全に実施されるものとみなした上でシミュレーションを行なう。

なお、監視と制御の方法は対象河川状況に応じて様々に変りうる。以上に示した方法はそれらに共通する基本的なパターンを示したものにすぎず、いかにモニタリングを行なうか、いかなる回数

Simulation Flow Chart
of Stream Quality Variation

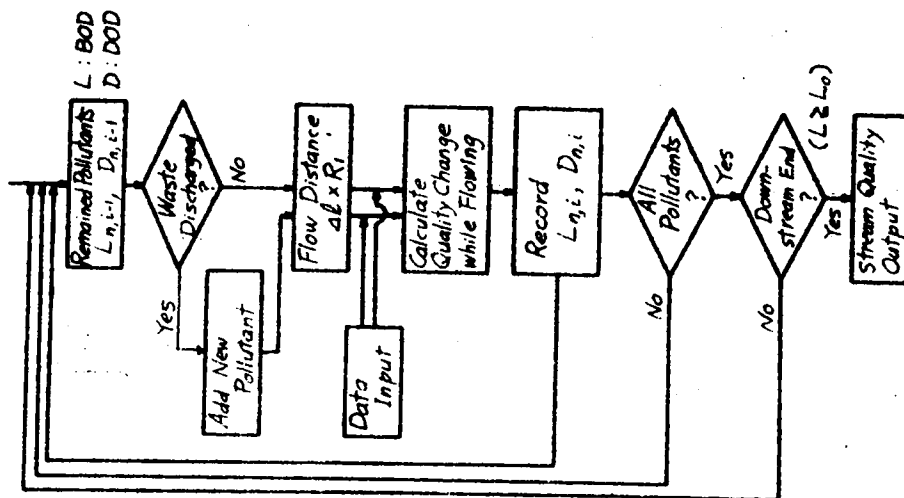


図 6・2 水質シミュレーション
のフローチャート

Simulation Flow Chart for Regulation Works
of the Violations of a Standard

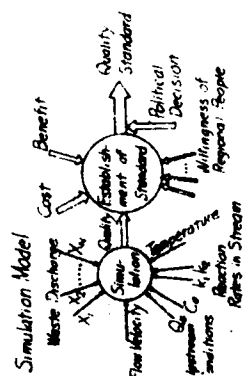
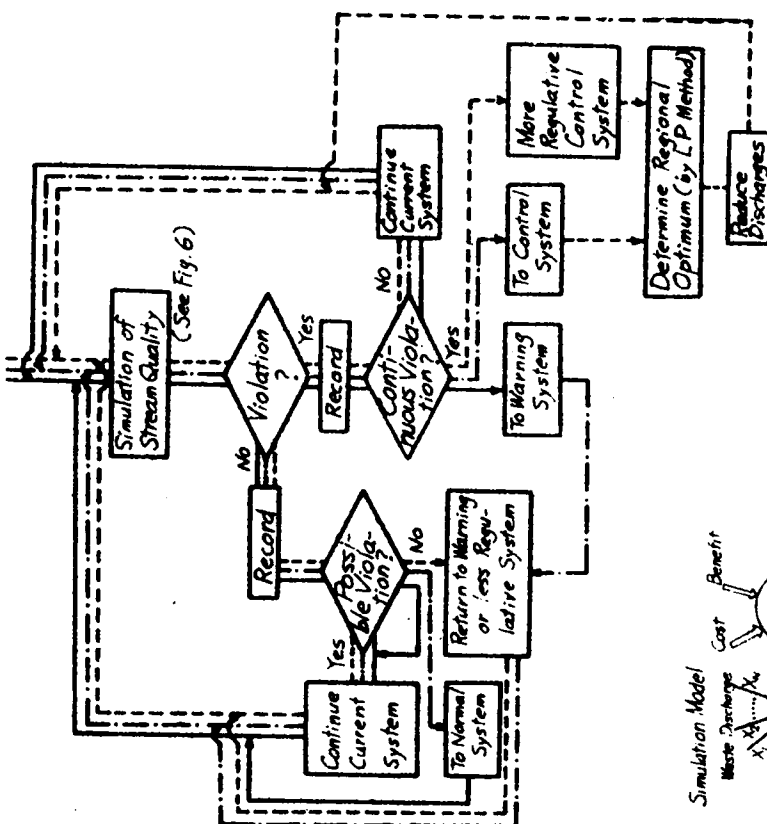


図 6・3 監視と制御のシミュレーションフローチャート

あるいは頻度で基準が破られるときに規制を開始するかなど具体的には個々の事例に応じて決定されなければならない。

6.2.2 Delaware 河シミュレーションモデル

前章での平均維持水質基準化の検討に対応して、前章の検討結果を対象河川Delaware河に適応すればいかに効果を発揮しうるか以下に予測定量してみる。そこで、前章でのDelaware河モデル化過程を十分考慮した上で、当河川を前項6.2.1に示した方向でシミュレーション用にモデル化する必要がある。まず、不確定水質伝播モデルとして前項6.2.1に示した総括的な方法を採用する。式(6.2)で乱数係数 r 以外はすべて k_1, k , など、平均値として前章表5.3の値をそのまま用いることができる。ある係数 A に不確定性を持たせるための乱数 r_A としては次のように取り扱う。

$$r_A = 1.0 \pm p_A \cdot R \quad (6.4)$$

ここで、 R は平均値1.0、標準偏差1.0の正規乱数を採用し、 p_A は係数 A の一定割合数とする。たとえば、平均値 A の係数のかわりに不確定数 $A \cdot r_A$ を用いる場合で、 p_A を10%とすれば、 $A \cdot r_A$ としては上記正規乱数によって次のように表わされる。

$$A \cdot r_A = A \cdot (1.0 \pm 0.1 \cdot R) \quad (6.4)'$$

この関係を式(6.2)に適用し、さらに式(6.3)の表現を用いれば、前章式(6.22)に示したと同様の近似水質伝播表示式を Δl_i 間に限り得ることができる。 Δl_i として $\Delta t = 20$ 分間の不確定な流下距離を取り、前述のごとく各係数に表5.3の値を用いて水質伝播を表示した

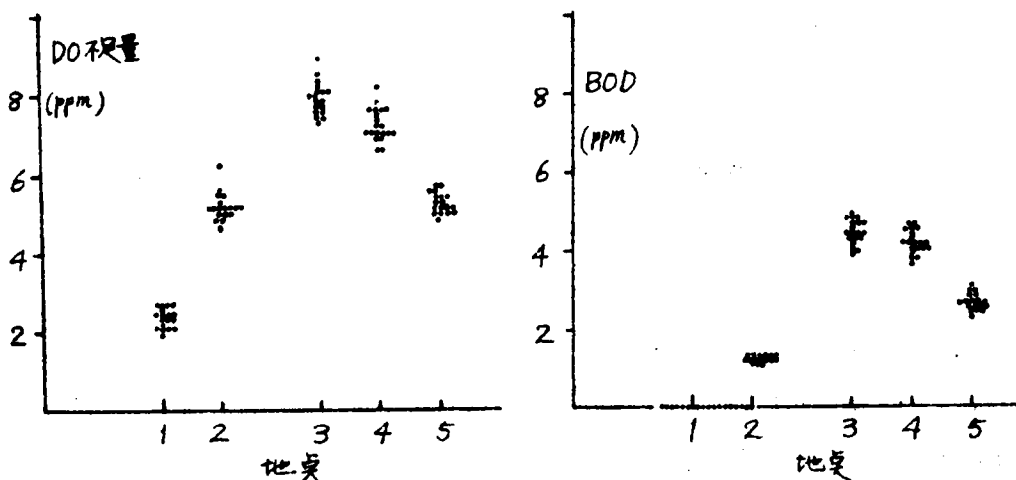


図6.4 自然水質のシミュレーション結果($p_A = 2.0\%$ のとき)。

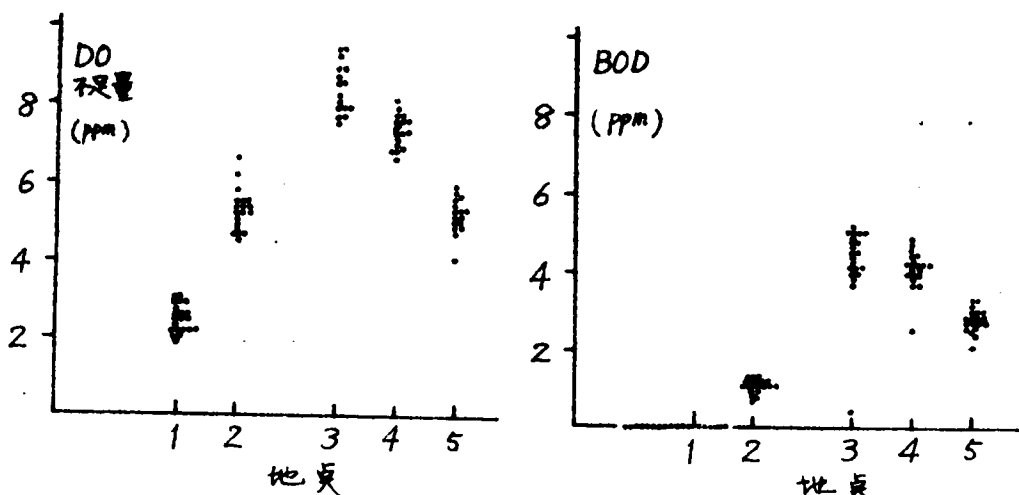


図6・5 自然水質のシミュレーション結果 ($p_a = 3.0\%$ のとき)。

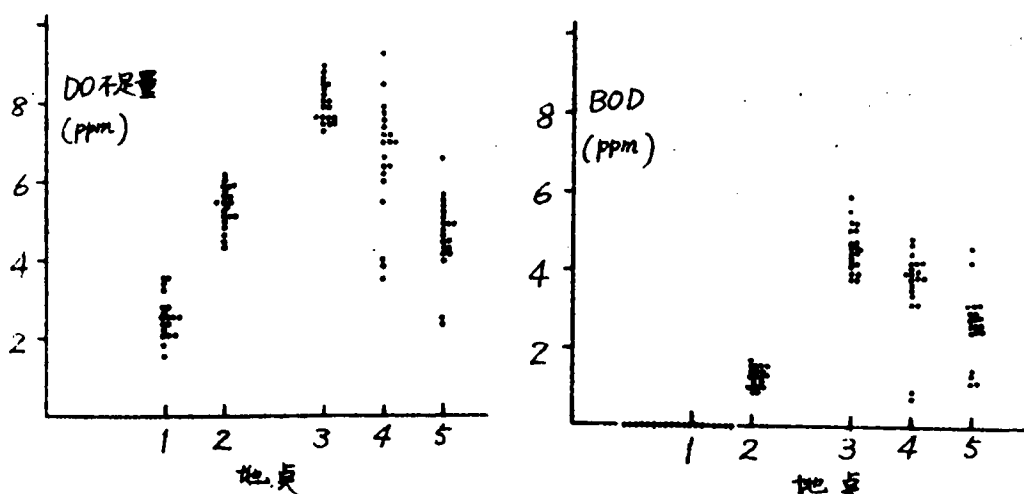


図6・6 自然水質のシミュレーション結果 ($p_a = 4.0\%$ のとき)

場合、各 p_A の値に応じて図6・4から図6・6に示す水質変動をシミュレートすることができた。前章図5・17に示すDelaware河での水質変動実績から p_A としては各係数共通に3.5%を取ればほぼ十分な不確定水質伝播を表示しうるものと判断するに至った。BODのみに注目すれば p_A を4.0%が適当とも考えられるが、DO不足量の変動が大きくなりすぎ、さりとて p_A を3.0

%にすればBOD, DO不足量ともに変動が少くなりすぎることを考慮したものである。そこで以下 p_A を3.5%とする不確定な水質伝播モデルを水質シミュレーションの基本モデルとする。

次に、監視と制御法については前章図5・9に示すDelaware河における水質現況から判断して、最悪水質地点である地点4および5における水質監視に重点をおくものとする。監視・制御体制を、(1)平常体制、(2)警告体制、(3)汚水放流規制体制に分割し、(3)としては第1段規制、第2段、第3段と段階的にきびしい規制体制を考える。水質測定を中心とする水質モニタリングシステムとしては、地点4および5での水質測定(この場合、BOD, DO不足量)を平常体制下では10日ごとに、警告・規制体制下では2日ごとに連続して実施するものとする。測定結果、表6・1に示すような判定条件で監視・制御体制を決定してゆく。これら一連の実施は図6・3に示すフローチャートに従う。なお、規制指令に当たっての規制方法の決定はすでに述べたように常に広域的最適性に立脚して、刻々モニタリング結果を得次第、流域として最も安価な汚水処理法を見出しその結果にもとずき指令を発することになっている。最適性決定の具体的な方法としては、水質モニタリング結果を式(6・3)に導入して、同式右辺の各定数係数を刻々逆算し、決定する。式(5・22)に示すような一次連立式を得る。測定水質値に従う種々の係数を得るが、それぞれに応じて前章に示したとき LP に基く最適計算が可能になる。前章表5・6は上述一次連立式の各係数がシミュレーション実施を通じて変動したその変動結果の一例でもある。

表6・1 コントロール法判定条件

From	TO	Type II, Condition	Type I, Condition
Normal System	Warning System	$NV > 2$	$NV > 0$
Warning System	Normal System	$NV = 0$	$NV = 0$
	Control System	$NV = 6$	$NV = 6$
Regulation System	Warning System	$NV \leq 1$	$NV \leq 0$
	More Regulative System	$NV \geq 5$	$NV \geq 5$

NV = 地点4, 5にて連続的に測定した6ケの水質値中、流水水質基準値を越えている回数。

6・3節 シミュレーション結果による水質規制効果の定量

以上のような想定諸条件のもとに、Delaware河に水質基準が適用された場合いかに水質を維持しうるか検討してみた。基準値としては水質モニタリングの想定条件から特に最悪水質の予想される地点4および5でのDO不足量に焦点を絞っている。すなわち、DO不足量が2 ppm, 4 ppm, 6 ppm, および8 ppm に基準化される場合のシミュレーション結果の一例を図6・7から図6・23に示す。図6・7と図6・8は水質が規制された場合の流下方向に向かったの効果例を表わし、図6・10から図6・23は地点5における年間維持水質を予想定量している。図中、警告・規制の実施頻度をも予測しているが、結果的にこれらの図からだけでも顕著な次の二点をまず指摘しうる。

(1) 水質基準値が厳しくなれば、それに対応して当然、警告・規制頻度は高くなり、厳密な制御体制を必要とする。(2) 監視・規制体制が適切でなければ維持水質をかえって乱すことにもなりかねない。すなわち、河川水質は自然変動をも伴うので、基準が守られているか破られているかにあまり敏感に対応すれば、かえって水質を良くしすぎたり逆に悪化する結果になりうる。モニタリング結果の水質値を人為的原因と自然原因によるものを区別して、可制御原因に対する適切な制御を行なわなければ制御効果をまったく期待しえないことを示唆している。この種の制御では、適応制御など制御法自体の検討も必要であろう。

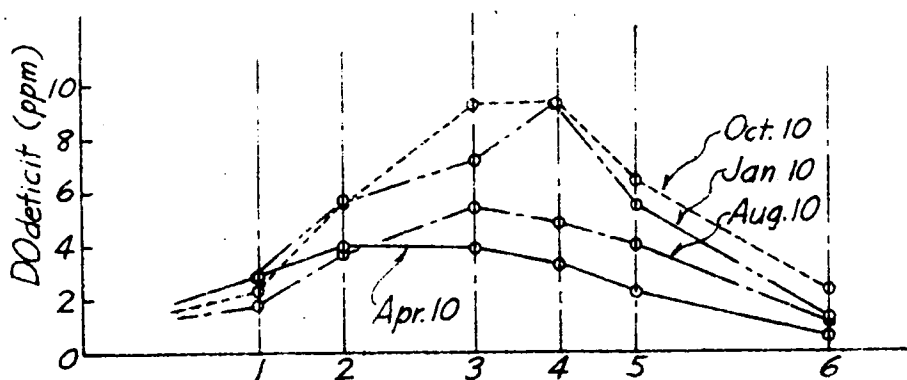


図6・7 流下方向への水質規制効果一例(その1)

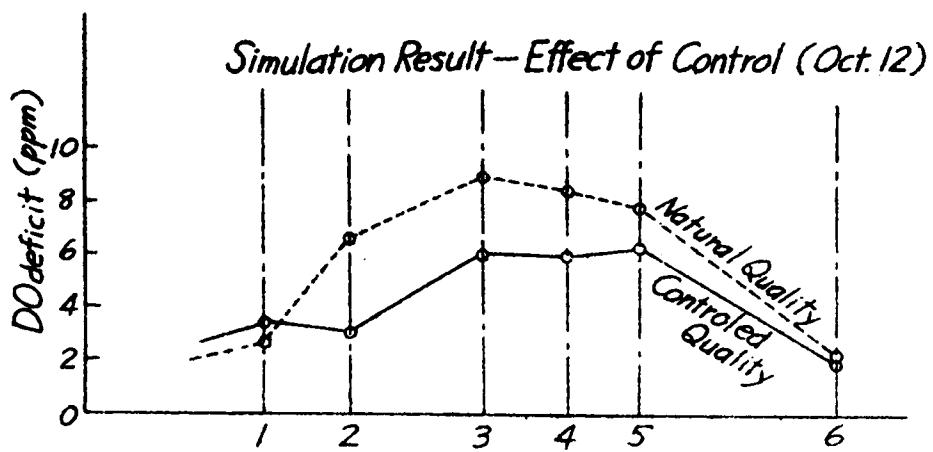


図6・8、流下方向への水質規制効果一例(その2)

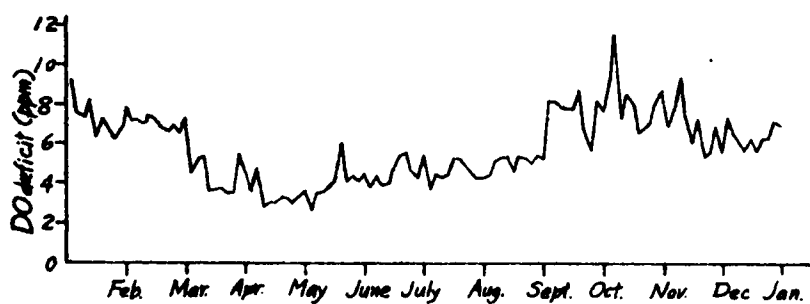


図 6・10 地点 5 における年間自然水質変動シミュレーション結果

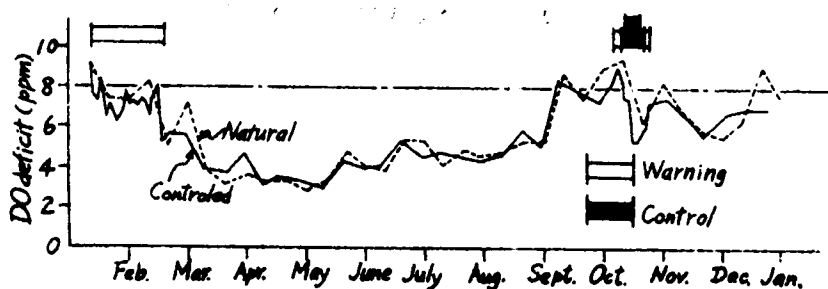


図 6・11 線流水基準 (DO 不足量 < 8 ppm) 制定に伴なり
規制 (Type II) 水質のシミュレーション結果
(地点 5)

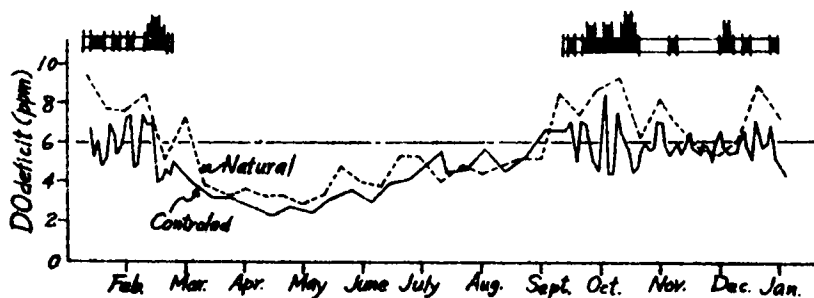


図 6・12 線流水基準 (DO 不足量 < 6 ppm) 制定に伴なり
規制 (Type I) 水質のシミュレーション結果 (地
点 5)

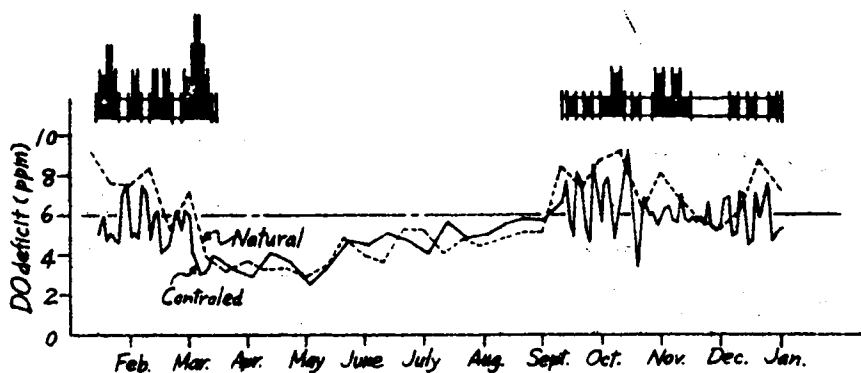


図6・12' 線流水基準 (DO不足量 <6 ppm) 制定に伴う規制
(Type I) 水質のシミュレーション結果 (地点5)

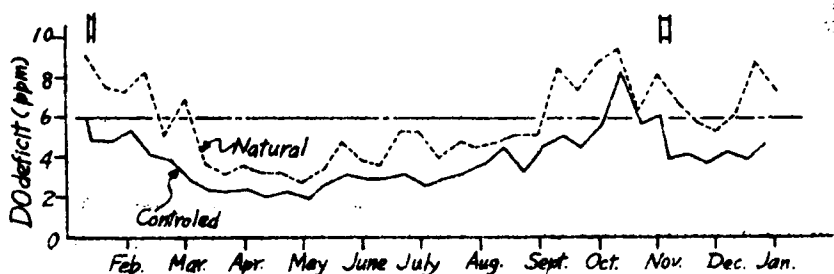


図6・13 線流水基準 (DO不足量 <6 ppm) 制定に伴ない地域内放流制限 (一律40%除去) した上での規制
(Type II) 水質シミュレーション結果 (地点5)

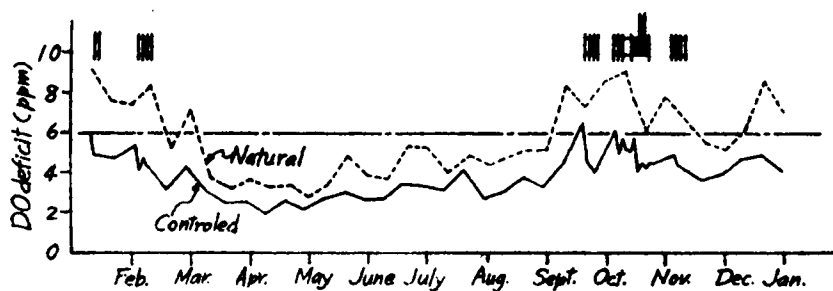


図6・13' 線流水基準 (DO不足量 <6 ppm) 制定に伴ない地域内放流制限 (一律40%除去) した上での規制 (Type I)
水質シミュレーション結果 (地点5)

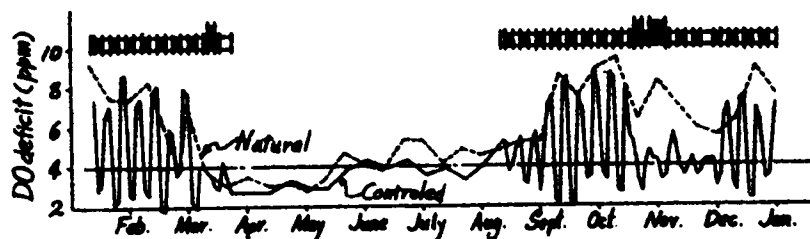


図6・14 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴う規制
(Type II) 水質のシミュレーション結果 (地点5)

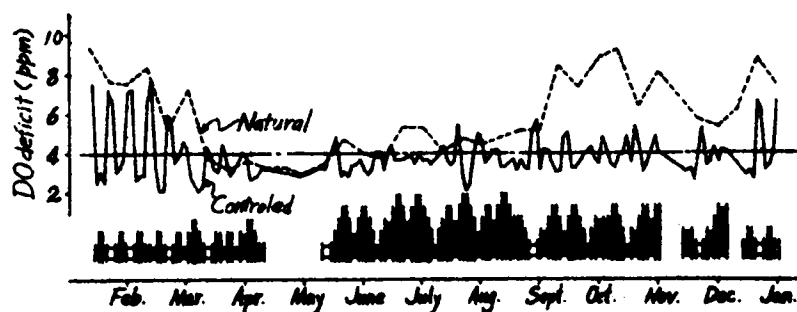


図6・14' 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴う規制
(Type I) 水質のシミュレーション結果 (地点5)

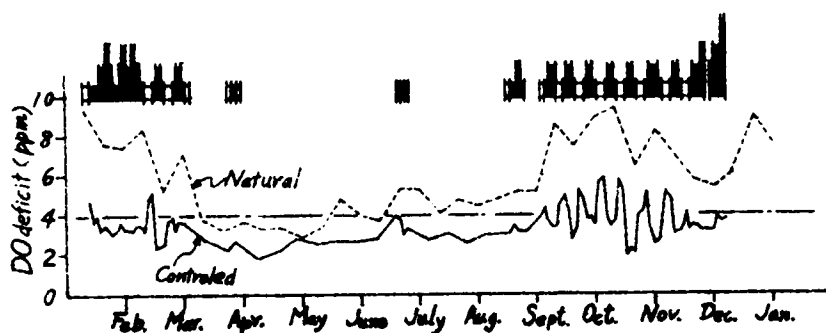


図6・15 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律40%除去) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーション結果 (地点5)

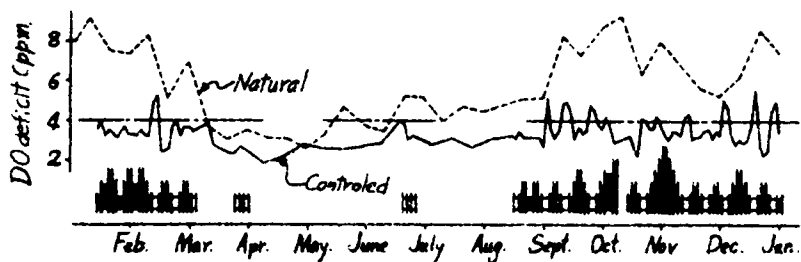


図6・15 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律40%除去) した上での規制 (Type
I) 水質シミュレーション結果 (地点5)

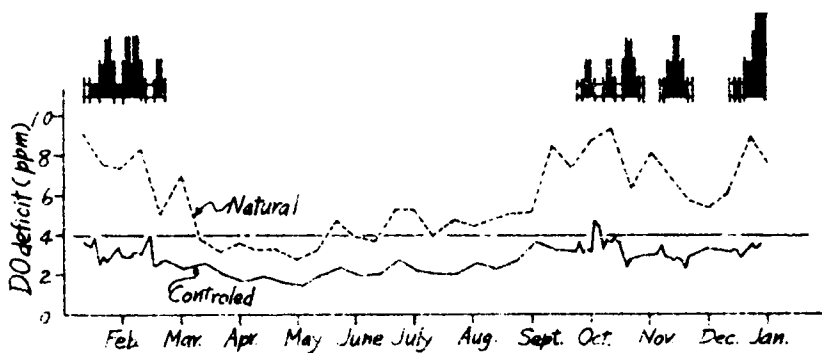


図6・16 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律60%除去) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーション結果 (地点5)

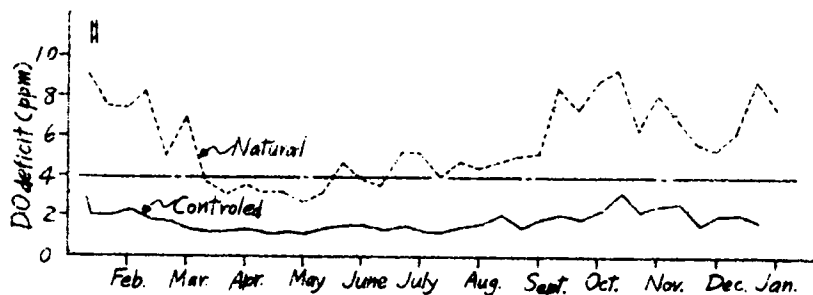


図6・17 線流水基準 (DO不足量 <4 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律80%除去) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーションの結果 (地点5)

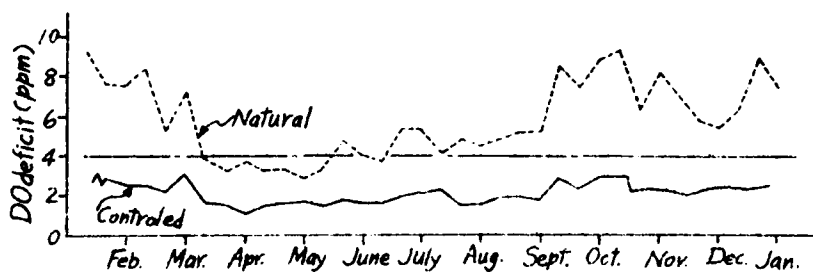


図6・18 線流水基準 (DO不足量 < 4 ppm) 制定に伴ない放流制限 (放流者2, 3放流禁止) した上での規制 (Type II) 水質シミュレーション結果 (地点5)

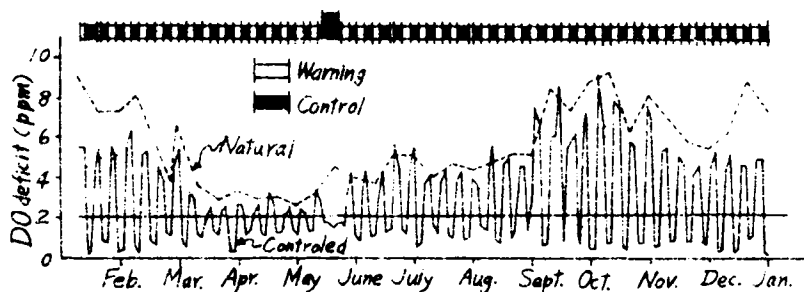


図6・19 線流水基準 (DO不足量 < 2 ppm) 制定に伴ない規制 (Type II) 水質のシミュレーション結果 (地点5)

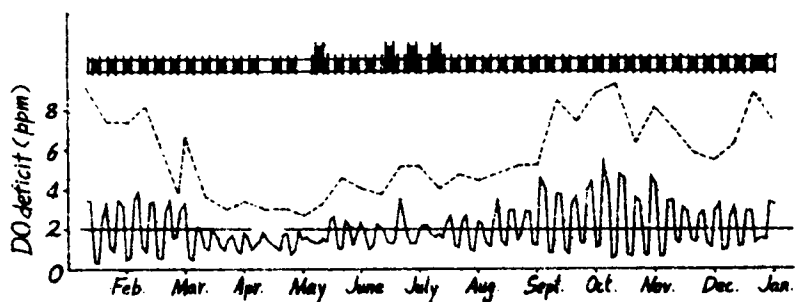


図6・20 線流水基準 (DO不足量 < 2 ppm) 制定に伴ない地域内放流制限 (一律40%除去) した上での規制 (Type II) 水質シミュレーションの結果 (地点5)

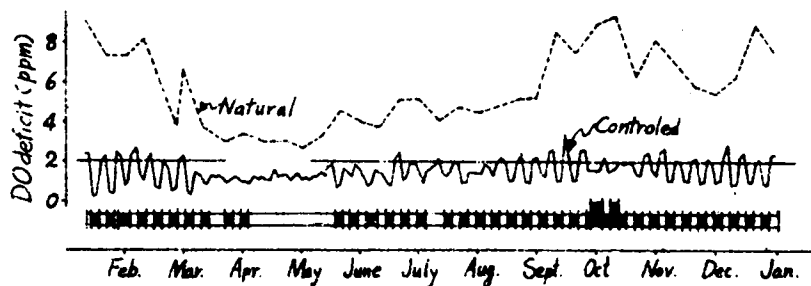


図6・21 線流水基準 (DO不足量 ≤ 2 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律60%除去) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーションの結果 (地点5)

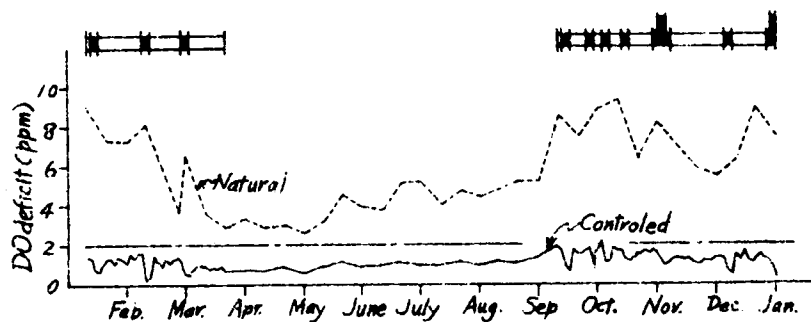


図6・22 線流水基準 (DO不足量 ≤ 2 ppm) 制定に伴ない地域
内放流制限 (一律80%除去) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーションの結果 (地点5)

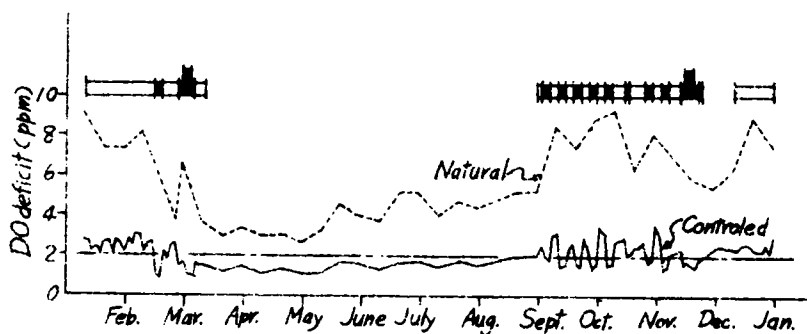


図6・23 線流水基準 (DO不足量 ≤ 2 ppm) 制定に伴ない放流
制限 (放流者2, 3放流禁止) した上での規制 (Type
II) 水質シミュレーション結果 (地点5)

6・4節 水源水質規制法と水質変動の相関考察

水源平均水質の基準化に伴う監視と制御によっていかに水質は規制されかつ変動するか展望してきた。前節に示した予測図から規制法としての可否はすでに明らかになっているものと考えうるが、さらに結果をまとめつつ若干の考察を加えておく。

図6・24から図6・27は基準値が破られる日数を一括表示している。たとえばDO不足量を2 ppm に基準化し、河川水質が3 ppm を越える日数を年間50日以内におさえたい場合は図6・24よりわかるように先に示した監視・制御のみでは実現不可能で、地域内汚水放流量を平均的に40～50%除去してからこの規制体制に入らなければならないことがわかる。図6・28は図6・24から図6・27に対応し、それぞれの水質実現のために監視と制御はいかなる頻度で活動しなければならないかを示している。上記例の場合、40%平均除去後の規制体制でも図より年間ほとんど全日監視と制御が必要となることがわかる。警告を除く制御指令だけでも年間ほぼ200日に及ぶことがわかる。規制が年間ほぼ全日に及ぶ以上、モニタリングも全日実施が不可欠で、この種の一連規制の実行可否がDO不足量2 ppm という基準化可否を決定づけることになる。図6・29は基準が破られる日数に加えて破られる程度をも表示するために、基準を越える水質値とそれぞれの日数から両者の積値を(ppm・day)単位で表示したものである。上記例と同様に活用できる。また、たとえ制御体制が完備していても、地域内の汚水放流の一律規制を行わずに、刻々の監視と制御指令のみで水源水質を規制維持する場合、次のように完全には規制できるものではない。基準値を1 ppm 上まわる日が、基準値2 ppm のとき年間約150日、4 ppm のとき約90日、6 ppm のとき約15日にもおよぶことが図6・24から図6・26における0%曲線よりわかる。

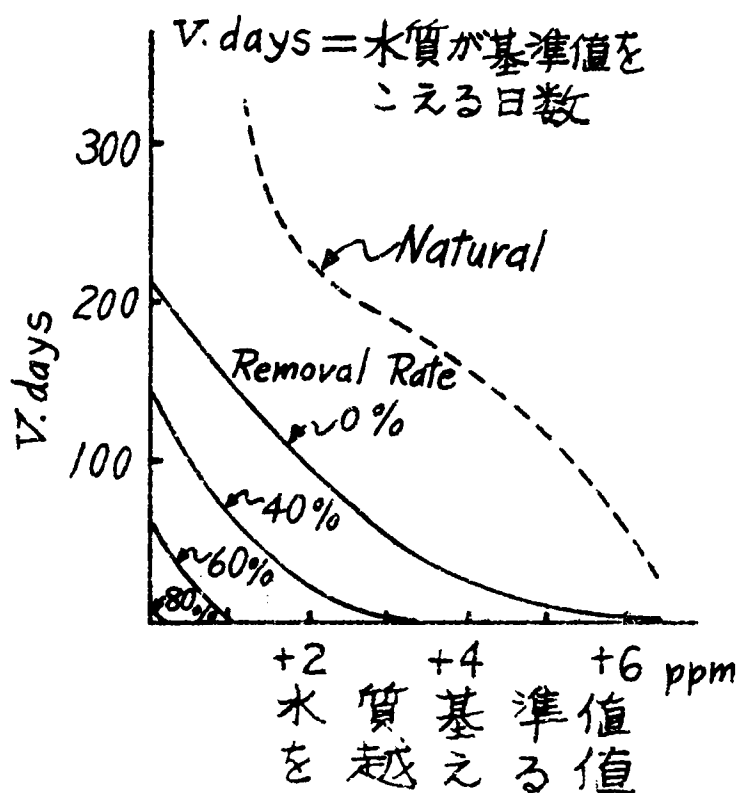


図6・24 線流水基準(DO不足量 < 2 ppm)制定下での規制(Type II)にもかかわらず水質が基準値を越える値とその日数頻度(年間)

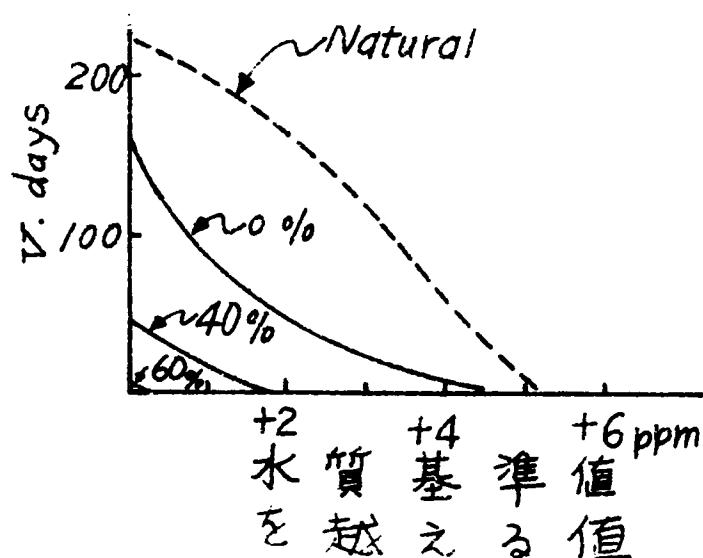


図6・25 線流水基準(DO不足量 < 4 ppm)制定下での規制(Type II)にもかかわらず水質が基準値を越える値とその日数頻度(年間)

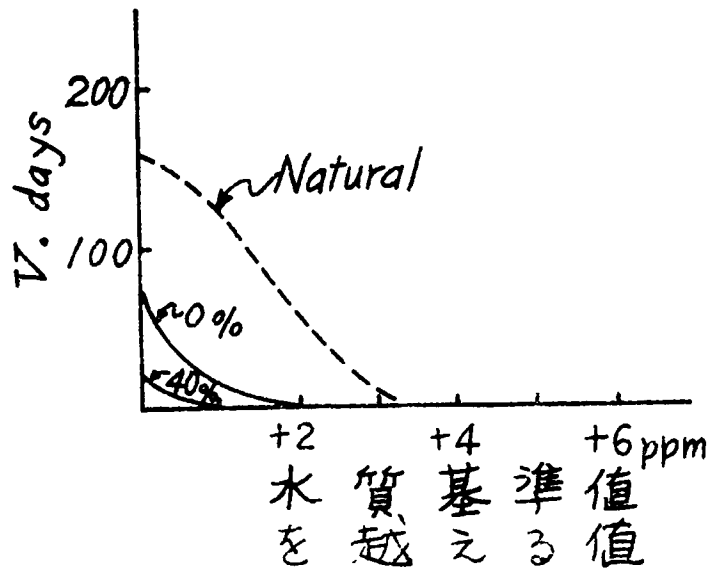


図6・26 酸素水基準 (DO不足量 < 5 ppm) 満足下での規制 (Type II) にもかかわらず水質が基準値を越える値とその日数頻度 (年間)

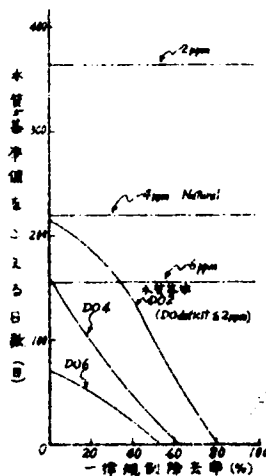


図6・27 規制 (Type II) 下で水質が基準値を越える日数頻度 (年間)

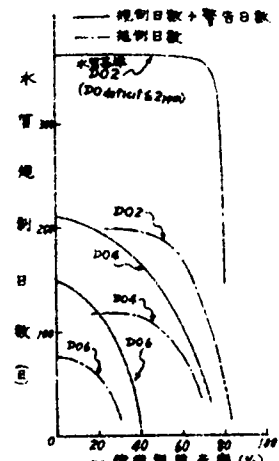


図6・28 規制 (Type II) 下で警告および放流規制が発生する日数頻度 (年間)

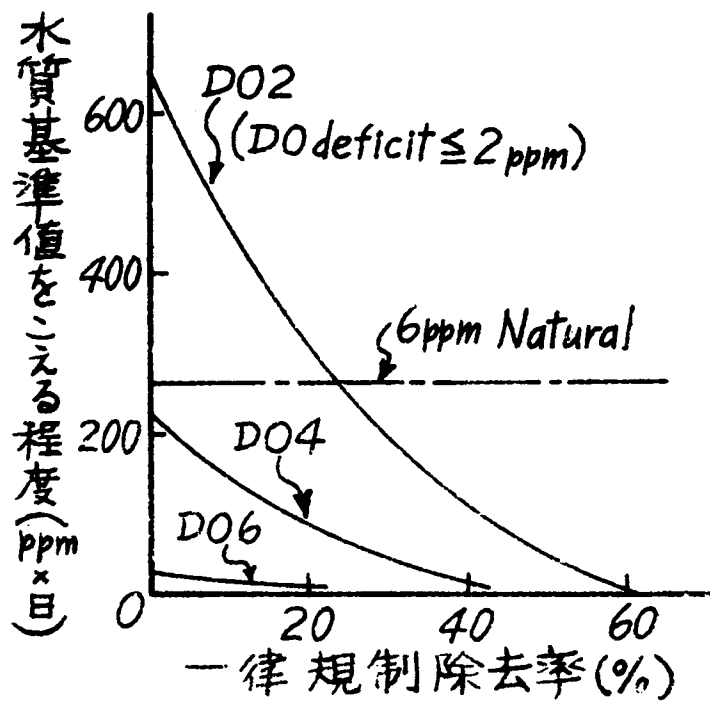


図6・29 炭素制 (Type II) 下で水質が基準値を越える程度 (年間)

6・5節 水源水質の規制限界と都市給水システム合理化の課題

前節はじめこれまで例示を中心としながら展望してきた水源水質規制と維持水質の相関は水源水質の規制限界を知る上にもきわめて重要である。本研究では、水源水質汚濁に伴う都市給水水源の量的質的不足に対応して、都市給水法として合理化すべき方向性を追究している。水源に質的問題が発生してきたところから、当然まず合理化の対象として水源水量水質配分の問題が取り上げられる。さらに合理的に配分された水源水量水質の維持・保全も合理化対象に包含され、これらの問題を本第Ⅰ編の主要検討事項ともしてきた。これまでの章節に考察してきた合理化の検討だけでも実行できれば、現在都市給水が直面する水源問題を大巾に改善でき、これまでの給水法続行も可能と考えられる。ただ、従来の給水法が続行可能だからといってあらゆる問題が解消したことにはならず、重要なことは合理化を水源のみにしわ寄せしてとどまることなく、水源における合理化を他に普遍してゆくことであろう。同時に水源の合理化にも種々限界があるので、その限度以上の合理化は他に配分せざるをえない。結局、都市給水システムを水源から需要を結ぶ一連システムとしてとらえるとき、水源を中心とする合理化に対応して水源以外の部分もそれぞれに適切に対応して、合理化を分担する必要がある。合理化対応の一つとして、水源問題の合理化に限界があれば、水源を除く給水システム全体でこれをカバーしてゆかねばならない。

前節まで水源の選定・確保に関する合理化問題を種々の角度から検討・考察を加えてきたが、最終的に前節に取り上げた制御しきれない変動を水源合理化の限界として残さざるをえない。あくまで水源条件の変動を消去するまで水源合理化を徹底させる方向で進むよりは、むしろこの段階で水源から目を転じ、水源以外の給水システムが合理化の分担としてこの種の不可避な変動にいかに対応しうるか、あるいはいかに対応するのが合理的かを検討する方が望ましいだろう。いいかえれば、水源問題の合理化を検討してきた本文において、この段階で提示される合理化の限界は限界というよりはむしろ新しい問題提起として把握されるべきであろう。水源問題合理化に対応して第Ⅱ編では、水源を除く給水システムの分担すべき合理化を追究する。したがって、第Ⅱ編ではここに提起された“水源条件の変動”を十分ふまえた上で独自の合理化を追求し、水源合理化に対応、分担してゆかなければならない。

6・6節 結 語

以上、本章では前章にひきつぎ水源水質維持を取り上げ、特に維持水質基準化実施を想定してその監視と制御を現実的に即して検討してきた。手法的には改善すべき多くの問題を残すけれども、基準値案の妥当性を実施に先立ち十分検討する必要があることを強調し、同時に検討方法をも具体的に示した。本章での検討結果と基準化対象河川での監視・制御能力を相互に比較検討し、もし立案された基準値が規制能力を越えるものであれば、基準値案に再検討を要することを強調している。基準値案は第5章での検討にフィードバックされなければならない。第5章の検討は一種の最適化問題で、本章の検討はシミュレーション手法を中心とするので、いうなれば水質基準決定に当っては最適化手法とシミュレーション手法からなるフィードバックシステムが必要であることを示した。コンピューターの発達によりこの種の検討が可能になり、水源問題に対し今後活用分野は広いものとするが、本章での検討はそれらに多くを示唆しえたものとも考える。

なお、本章でのシミュレーションによる検討は以上のように基準値案の妥当性を吟味するばかりでなく、基準値案が規制化された場合の水質予測をも兼ねていることはいうまでもない。第1編の主題である水源の選定・確保を追究し、成就しえた場合にいかん水源水質を維持しうるかも同時に予測している。結果的に、本章での検討は合理化を進めても不可避な水源水質変動を指摘している。これを水源条件合理化の一応の限界と把握すれば、これ以上の合理化方向は基本的には内なる給水システム内部に向かざるをえない。したがって、この合理化限界をふまえて都市給水システムとしての上水道は今後いかに発展、合理化してゆくべきか、併せ考察することができた。ただ、第5章、本章を通じて水源水量条件に関する検討を欠くのをはじめ、今後追究すべき問題が多数残されていることはいうまでもない。あくまで、水源維持に関し一つの方向性を示しえたにすぎないと考えている。

第 7 章 第 1 編 結 論

本編では問題の重要性・緊急度から判断してひとまずサウシステムは従来通りとみなした状態での水環境全体システムの合理化を検討した。

つまり、取上げた問題は広域水源の能力評価、合理的配分・選定などが中心で、さらに選定水源の維持計画などについて言及してきた。特に前半では合理化を含め、分析・評価あるいはその手法の検討に重点を置き、後半では広域水源での合理的な水質維持について検討を加えてきた。この種の水環境全体システムの合理化が都市給水法（特に水源確保）を大巾に合理化しうることを示しえたと考える。同時にこういった検討によって全体システムでの問題点を適切に把握しうるので、サウシステムとしての上水道が合理化してゆくべき方向性についてもいくらか明確にすることができたと信ずる。

具体的には第 2 章で水量・水質に関する需給均衡の現況を総括的に把握し、経済的合理性からみた水質需給に評価を加えた。上水の詳細な水質需要を適確に定量化するには至っていないところから、水質需給分析として工業用途水需給に焦点を絞った分析結果を示した。結果によれば、水に対する価値評価はまだまだ不当に低く、無駄な需要も多く水源に過大な負担をかけている現状が指摘されている。同時に工業地域など、需要密集地域などでは従来実績が圧縮を余儀なくされている事実は明確で、従来の感覚からいえば水源不足が明確に表われてきている。水源不足に対する最近の対策としては、上述の需要絶対量の圧縮と需要水質にみあった水質供給を行なおうとする傾向が顕著で、粗質水の需要には粗質水の供給を行なう方式が一つの特徴でもあることを明らかにした。海水の冷却用途への利用とか回収水の活用が増大している。この結果が都市給水法合理化に対し示唆する事実は多く、上水道水源の枯渇が進行し、絶対的な水量不足を招くに至れば上水需給でも需要圧縮と需要水質の細分化とその適正配分に向わざるをえないことを示唆しているといえよう。都市給水として、需要圧縮を伴う用途別給水の必要性が明示されているともいえよう。

第 3 章では第 2 章で指摘した用水需給の種々の合理化のうち、需要圧縮に至る以前の水量・水質の適正配分（第 1 段の合理化）の具体的促進について検討を加えた。

上水需給では未だ第 1 段合理化さえ不徹底と思われるが、この合理的な水量・水質配分を促進することによって、現在都市給水が直面している最大の問題である水源確保の問題が大巾に解決されるものと考えられるので、その方法論などについても言及したものである。また、需給能の相対評

価をも主要目的とし、需要と供給能を相互に相対比較した上で価値評価されるという観点に立ち両者の評価についても議論を進めた。一例としての検討結果からわが国では水源枯渇とはいえ未だ海水水源に飲料水を依存しなければならない状態とはいえないことを明らかにした。また、従来あいまいに取り扱われてきた水量と水質の相関、あるいは多項目水質相互の関係などをも相対的に評価して水源選定の合理化に多くの判定資料を供給しうるようにした。

第4章では3章での検討結果にも立脚して、水源能力は常に需要との相対分析によって評価しうるとの立場から広域水源水質をいかに総括表示しうるかを論じたものである。広域的に水源をとらえた場合、多種かつ多数の需要が関連し、さらに各需要に関連する水質項目は多数に及ぶけれども、この場合簡単に水源水質を総括表示して水源水質供給能をいかに総括表示しうるかを論じている。結果的に各種用途にとって水源水質のもつ意味には大巾に差があり、各種用途としての水源水質と都市給水用としての水源水質には差があり、それぞれの用途に応じて水源水質の評価は異なってくることを明らかにした。

以上の検討によって都市給水用水源としてどの水源が望ましいかを選定しうる段階にまで議論を進めたと判断できたので、第5章では選定水源の維持水質を基準化し、その保全方法について基本論から考察・検討を加えた。

ここでも広域需要をいかに考慮してゆくかが重要で、特に各用途への水源需要の便益定算が広域水源維持水質の決定要因になるとの観点から検討を進めている。いいかえれば、公共水源の維持は単に飲料用上水道水源としての保全にとどまらず、水環境全体システムでの役割、効果に対応して多目的に保全してゆかなければならない段階に達していることを十分考慮している。水環境全体の需給均衡に基き水源保全をはかっておく方が都市給水用水源としても安定した合理的な水源水質を期待できる。近視眼的に単に都市給水用水源としての保全という面からのみ対策を考えてゆけば、年々の水環境の発展不均衡の都度水源を失なうあるいは脅かされるという問題からのがれられない。特に水源への汚水の放流は需要のあるところ必然の事実で、しかも直接水源の汚濁原因となるので、水源水質維持は広域的合理性の検討が不可欠であることを示してきた。一方、第6章に示したように、水源は自然条件の影響を大きく受けるので、たとえ徹底して監視・制御しても人為的な水質維持にはおのずから限度がある。いいかえれば水源確保の合理化には限界があり、水環境全体システムの合理化も一定範囲に限られざるをえない。その範囲内で都市給水を円滑に実施しうるのであれば、都市給水法の合理化追求はこの段階までで十分といえる。それ以上の徹底した合理化に向かう必要がある場合、合理化は水環境全体システムの問題からサウシステムとしての上水道システム自体の合理化へと向かわざるをえない。

本研究ではこの上水道システムの合理化を第Ⅱ編で別途追求するので、本章で示した水環境合理化の限界は結局第Ⅱ編への問題提起となり、この限界に対して上水道システムはいかに合理的に対処すべきかが第Ⅱ編での主要検討事項となる。自然条件にも起因する水環境合理化の限界は主として規制しきれない水源水質の変動として定量的に把握した。

第Ⅰ編全般としては取り上げた例その他、やや断片的に検討を進めたところからやや論旨の徹底に欠けるきらいがあるが、都市給水法合理化を目標とする水環境現況の分析、合理化の方向性などを総括的にではあるが示しえたと考える。特に水環境全体システムがすでに向っている合理化の方向性つまり需要圧縮と水質需給の適正化を定量的にも明示しえたことは今後の都市給水で追求すべき合理化の方向性を示唆するものとして興味深い。ただ全般的にみてわが国は水事情に恵まれていることから水環境としては近年やっと本文でいう第一段の合理化が追求された段階で、第二段合理化は今後の課題とされている。都市給水の合理化としてもこの第Ⅰ編で取り上げている第一段の合理化がまずさし当っての問題で第Ⅱ編に取上げる第二段合理化は今後の大きな課題であることも明らかにした。そういった意味では、都市給水の当面の重要問題である第一段合理化について本文に示したように徹底を期せないまま第Ⅱ編で次の第二段合理化に目を転ずることは若干先を急ぎすぎるきらいがあるかもしれない。しかし、ひとまず第二段合理化の可能性を展望して再び第一段合理化問題にフィードバックするのもきわめて有効と考えられるので、本文に残された不徹底については今後研究を深めてゆくことにしたい。

第 I 編 参 考 文 献

序 文

- 〔1〕 久武雅夫，巽博一；価格理論，現在経済学全集，春秋社，1955
- 〔2〕 合田 健；上水浄化における水理学上の基礎的諸問題，京都大学学位論文，1956
- 〔3〕 末石富太郎；広域水道論，大阪人，23巻，1969

第 1 章

第 2 章

- 〔2・1〕 住友 恒，末石富太郎；工業用水の需給分析と水量・水質配分の考察，工業用水，124，昭44.1
- 〔2・2〕 末石富太郎，山田 淳，松本忠夫；用途別給水計画の研究〔I〕，第19回全国水道研究発表会講演集，昭43.
- 〔2・3〕 通産省調査統計部；工業統計表，甲地用水編，昭40，41
- 〔2・4〕 末石富太郎，住友 恒，山田 淳；用途別給水計画，第18回全国水道研究発表会講演集，昭42.
- 〔2・5〕 末石富太郎，山田 淳；用途別給排水に関する基礎的研究，土木学会，第24回年次学術講演会講演集，昭44.
- 〔2・6〕 住友 恒；都市における上水需要量の変動特性について，土木学会論文集，158，昭43.10.
- 〔2・7〕 綾日出教，島津暉之；工業用水原単位に関する研究，工業用水，116，昭43.5.
- 〔2・8〕 V. A. Kneese; The Economics of Regional Water Quality Management, The John Hopkins Press, 1964
- 〔2・9〕 ヘンダースン，フオント著，小宮隆太郎訳；現代経済学，創文社，昭36.

第 3 章

- 〔3・1〕 合田 健，末石富太郎，住友 恒；工業用水計画における水量・水質配分について，土木学会論文集，134，昭41，10
- 〔3・2〕 黒沢俊一，他4名；工業用水概論，水理学大系，5，工業用水資源
- 〔3・3〕 ドーフマン，サミュエルソン，ソロー著，安井，福岡，渡部，小山共訳；線形計画と経済分析 I，岩波書店

- 〔3・4〕 市橋, 野志; 線型計画法, 共立出版社
- 〔3・5〕 R. E. Bellman; Dynamic Programming, 1957
- 〔3・6〕 合田 健, 末石富太郎, 林田和久; 工業用水水源の選定とその水量配分について,
工業用水, 50, 1962.
- 〔3・7〕 末石, 住友ほか; 日本万国博覧会会場計画に関する基礎調査研究, 日本万博協会,
1966.
- 〔3・8〕 末石, 住友, 山田ほか; 日本万国博覧会会場内上水道に関する調査研究, 昭42

第4章

- 〔4・1〕 住友 恒, 末石富太郎; 利水の立場からみた汚濁水質の表示について, 下水道協会誌,
vol. 5, №5, 1968, 12
- 〔4・2〕 日本水道協会, 下水試験法
- 〔4・3〕 Federal Water Pollution Control Administration:
“Interim Report of the National Technical Advisory
Committee on Water Quality Criteria” June, 1967
- 〔4・4〕 A. V. Kneese: “The Economics of Regional Water
Quality Management”; The Johns Hopkins
Press.
- 〔4・5〕 H. Sumitomo; Water Quality Control in Regional
Water Pollution Problems, Official
Report of the Research at Syracuse
University, 1968
- 〔4・6〕 近畿地方建設局: 淀川その水質の将来, 昭和40年5月
- 〔4・7〕 厚生省: 水質基準に関する省令, 昭和33年7月
- 〔4・8〕 淀川水質汚濁防止連絡協議会: “淀川水質汚濁調査報告”, 昭和40年12月
- 〔4・9〕 津田松苗, 巖 靖子: “淀川水系生物調査報告” 近畿地方建設局, 昭和40年5月

第5章

- 〔5・1〕 住友 恒, 広域水質基準制定計画の基礎的検討, (I) 計画理念の具体化について, 公
害と対策, vol. 5, №8, 1969.
- 〔5・2〕 住友 恒; 広域水質基準制定計画の基礎的検討, (II) 基本計画の具体比例と考察, 公
害と対策, vol. 5, №9, 1969.

- 〔5・3〕 末石富太郎，南本禎亮，流域都市の汚濁負荷配分について，第4回衛生工学研究討論会論文集，1968あるいは，
C.S. Revelle D.P. Loucks, W. R. Lynn,
Linear programming APPLIED to Water
Quality Management, Water Resource
Research, Feb. 1968.
- 〔5・4〕 H. L. Jacobs, I. N. Gabrielson, R. K. Horton, W. A. Lyon, E. C. Hubbard, G. E. McCallum, Waser Quality Criteria—
Stream vs. Effluent Standards, Journal of WPCF, Mar.
1965.
- 〔5・5〕 末石富太郎，住友 恒；水質基準制定計画に関する基礎的考察，第6回下水道研究
発表会講演集，1969
- 〔5・6〕 U. S. Dept. of the Interior, FWPCA, Delaware Estuary
Comprehensive Study, July, 1966
- 〔5・7〕 たとえば末石富太郎，上下水道計画における計量化とその問題点，第3回土木計画
学シンポジウム論文集（土木学会），1969
- 〔5・8〕 U. S. Dept. of the Interior, FWPCA, The Cost of Clean
Water, Jan. 1968
- 〔5・9〕 N. L. Nemerow, T. Sueishi, H. Sumitomo, K. Yamada, Simula-
tion Techniques for Stream Pollution Control, 13th
IAHR Congress, 1969

第6章

- 〔6・1〕 同 上

第7章

第8章

- 〔8・1〕 住友 恒；水処理効率の経済的評価について，第22回土木学会年次学術講演会，
昭42
- 〔8・2〕 末石富太郎，住友 恒；経済的水処理施設の基本設計について，

第 8 章 第 1 編 附 録 ；

水源水質維持費用に関する補足検討

8・1 節 概 説

第 5 章で取り上げた水源維持水質の基準化に当っては、計画目標をひとまず広域総污水处理費用の最小化とした。諸計画でのあらゆる決定過程に占める費用関数の役割は大きく、時として計画自体の方向性を決定づけてしまうことさえ少なくない。すでに述べたように水源水質維持に関する諸計画では費用に加えて便益をいかに計画目標にくみ入れてゆくかが重要な問題であるが、ここでもなお費用が重要な決定因子である。したがって水源水質維持をより詳細に論ずるためには便益値の定量化に努めると同時に水質維持費用の定式化およびその精度高揚の検討が不可欠であろう。一般に水源水質の維持費用としては水源への放流汚水の処理費用をはじめ各種の関連費用たとえば汚水輸送費、水質監視費用その他が含まれるが、中でも汚水の処理費用は処理技術の未確立性にもより数多くの定量化の方法があるので、その決定に当っては注意が必要である。水源水質維持総費用の合理化をはかるためには総污水处理費用の最少化の検討に留意すると同時に併せて処理費用自体の妥当性、合理性の検討が重要である。第 5 章では総費用の最少化に一つの検討を加えたので、本章では補足的に処理費用自体に注目してその妥当性を追求してみる。処理費用として補足検討すべき問題は数多く、たとえば(1)各種の処理法における処理能と必要経費の関連性およびその妥当性の問題、(2)処理規模と処理費用の相関、あるいは若干性格が変わるが(3)総処理費用の分担配分の問題などある。

第 5 章での污水处理費用としては有機性汚水の生物処理従来実績費を総括的かつ無批判に採用しているので、本章ではこの点にまず補足検討を加えておく。さらに、これまでの検討では広域的総費用の最少化が議論の中心で、この総費用の広域内分担配分については特に検討されていないが、実際行政で最も重要な問題は費用額そのものよりもむしろ平等な分担配分の決定にあることが多く、広域行政発展を遅らせる原因となっていることも多い。そこで本章ではこの費用配分についても簡単に補足検討を加え、第 5 章での検討をより実現性の高いものにしたい。

8・2 節では污水处理費用の妥当性を処理能との対比のもとに評価し、限界処理費用の定量化を試みる。8・3 節では観点を変えて広域総費用の分担配分法について一例を示しながら考察を加えておく。いずれも本研究の主題にとって間接的検討事項ともみなしうるのでここに附録とし

て記載することにした。

8・2節 処理費用の合理性評価の検討

従来の汚水処理施設の発達過程において合理的な経済性が検討されたことは少なく、単に要求する浄化能を発揮しうる施設のうち最も安価なものを選択することに急ぎ、いかに経費の少ない施設を設けるかが問題の焦点となってきたようである。その結果、既存各施設の処理能力は浄化能力に安定性を欠き、総括的にいって、「最少限能力、最少費用方式」ともいいうる。このような近視眼的対策を避け、より総合的あるいは長期的な観点にたって水資源保全のもたらす効果を正しく把握して、浄化対策が設定されることが望まれる。保全効果の高い地域にはそれなりに資金の投入が必要となり、それがひいては経済的となることはいうまでもない。

以下においては、上述のごとき意味での経済性をとり上げ、処理施設における経済性はいかにあるべきかを考慮しながら施設本来の目的である浄化能力とその必要経費とのバランスを明らかにしてゆく。処理施設の経済性を定量的にも評価することを試みるとともに、各施設のあり方を示すべく、それらの設計基準についても言及してみる。すなわち、従来水処理施設の経済性は建設費あるいは維持費の相対比較によるのが一般的であったが、各処理施設の経済性は施設の目的である浄化能力に対応する各種費用、経費の大小などの比較によってはじめて正当に評価されるものである。建設費、維持費が単に安くても、処理能力がそれに応じて低いものであれば、これは必ずしも経済的とはいえない。（8・1）、（8・2）。

8・2・1. 処理効率の経済性

一般に、水処理施設においては、図8・1に示すごとく、水質 P_i ・水量 Q の流入汚水に対し、

C なる全経費（建設費、維持費など）を費し、規模 V （あるいは滞留時間 T ）の施設を設け、これによって水質 P_o に処理（あるいは浄化）する。浄化能（処理能） P は水質変化量 $(P_i - P_o)$ 、浄化物質質量 $Q \times (P_i - P_o)$ 、浄化率 $(P_i - P_o) / P_i$ 、あるいは単に浄化水水質 P_o などによって表わしうるが、浄化能 P としてこれらのうちのいずれかを特に限定する必要はなく、そのいずれであっても以下同様に検討される。

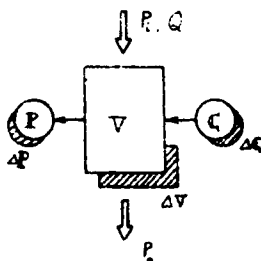


図8・1 処理施設における経費と処理能の相関概念図

従来、水処理施設の経済性は所定の基準以上の浄化能力を有するものについて単に C の大小のみによって比較することが多く、また、処理施設の優劣を比較するために、単に、 P の大小を比較したり、 V に関連づけて P を比較することもあるが、そのいずれもが、直接 C と P とを関連づけて検討することは少ない。

すでに記したごとく、処理施設の目的が浄化作用にある以上、その経済性は、施設の必要経費と浄化能力とが対比されてはじめて正しく評価されるので、何らかの形で、 P と C とを関連づけて考察する必要がある。

たとえば、いまある水量の水を浄化するために、 V なる規模の施設を設ければ、その規模（施設の質的規模をも含む）に応じて図 8・2 に示すごとく経費が必要となり、施設規模を徐々に増大するに応じて必要経費も増大してくる。

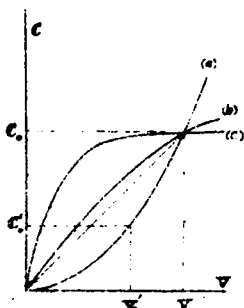


図 8・2 施設規模と費用の関係

一方、浄化能力も一般的にいて施設規模が拡大、あるいは充実されるにつれて、図 8・3 のごとく、 P は上昇すると考えることができる。

この施設規模の増大に応じて C および P が増大するところをとり上げて、その両者の対比から施設の経済性を検討することができる。規模 V の変化に応じて変化する C 、 P が次のごとく表わされると、

$$C = f_1(V) \quad (8 \cdot 1)$$

$$P = f_2(V) \quad (8 \cdot 2)$$

e は次式のごとく V の関数として表示される。

$$e = P/C = \frac{f_2(V)}{f_1(V)} = f_3(V) \quad (8 \cdot 3)$$

ここでの評価は施設を $V=0$ から $V=v$ にすれば、結果的に (8・3) 式に示す経済性を得ることを表わし、図 8・1、8・2 での (a)、(b)、(c) いずれの場合も $V=V_0$ においては次の結果をえる。

$$e = P_0/C_0 \quad (8 \cdot 4)$$

ところで、図 8・1、8・2 における曲線 (c) では、規模 V が V_0' ($V_0' < V_0$) より大きくなれば、 C は急激に上昇するのに対し、 P は逆にあまり増加しない。すなわちこの (c) では規模が V_0' より大きくな

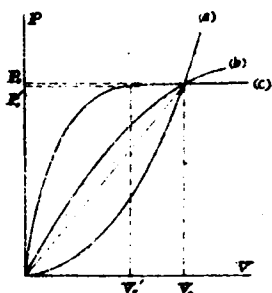


図 8・3 施設規模と処理能力の関係

れば、必要経費はどんどん高くなるにもかかわらず、浄化能はほとんど増大せず、明らかに $V=V_0'$ における経済性 $e' (=P_0'/C_0')$ は、(8・4) 式に示した e よりも高く、 $V=V_0$ で示される経済性 e は主として $V=V_0'$ 以下の規模で発揮された効果によるものといえよう。これからもうかがえるように $V=V_0$ における真の経済効果は必ずしも、(a), (b), (c), が等しいとはいえない。(8・3) 式に示される経済効果は上述の $V=0$ から $V=v$ に至る C あるいは P の遷移経過を問題にせず、あくまで、結果の平均的把握にとどまるものであり、 C と P によって表現すれば、全投入経費 C のあくまで平均効果を表わすにとどまっている。

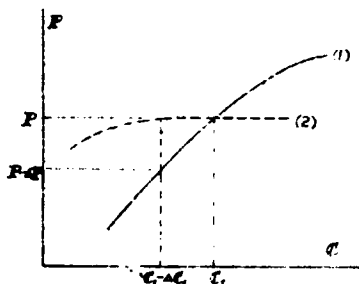


図 8・4 処理施設における
費用と処理能の関
係

しかるに、 $C=C$ における単位費用の真の
効果は $C=C$ を $C=C+\Delta C$ あるいは $C=C-\Delta C$
変化したときに、その目的たる P がいかに変
化するかによって評価しうるものである。

(限界費用概念の導入)

たとえば図 8・4 において、曲線 (1), (2)
ともに (8・3) 式よりその経済効果 (単位
コストの効果) は P/C によって表
わされるが $C=C$ 点を取り上げて、

この点において単位コストはなお、 P/C の効果を有するかを微視的に検討す
れば、曲線 (2) の場合、 $C=C$ においてもはや単位コストを投入しても、 P は上昇せず、効果は発
揮されないことがわかる。

このように、 $C=C$ での真の単位コストの処理効率に対する経済効果は評価せんとする $C=C$
点で、単位コスト (あるいは ΔC) 増減してそこに生ずる P の増減 ΔP によってはじめて正しく
把握され、

$$E = \Delta P / \Delta C \quad (8 \cdot 5)$$

によって表わされる。(記号 Δ は微少量を表わし、単位コストの増減は (8・5) 式で $\Delta C=1$
に相当する。)

したがって P/C はあくまで、 $\Delta P / \Delta C$ の結果的平均値を示すものであり、 $\Delta P / \Delta C$ とは
区別されなければならない。ところで、 Δ は微少量を表わすので、(8・5) 式は、微分記号に
よって次のごとく表わすこともできよう。

$$E = \frac{dP}{dC} \quad (8 \cdot 6)$$

したがって、既施設などのように、規模を固定して総括的に、あるいは平均的に経済性を検討

する場合は(8・3)により容易に評価しうるが、合理的施設規模の選択など、規模を変数としてそれに応じる経済性を検討する場合は(8・5)式あるいは(8・6)式によって評価してゆかなければならない。図8・1には水処理施設の規模 $V=V$ において V を ΔV 量増減することにより、 P 、 C がいかに増減するか、その増減量 ΔP 、 ΔC の相関関係を図示したものでありこれより(8・5)式を活用することができる。(8・6)式を(8・1)、(8・2)式によって表現すれば、

$$E = \frac{dP}{dC} = \frac{\partial f_2(V)}{\partial V} \cdot dV \bigg/ \frac{\partial f_1(V)}{\partial V} \cdot dV \quad (8 \cdot 7)$$

(8・7)式をえ、これより経済性を評価することができる。

ところで、水処理施設では、 P あるいは、 C に制限値が設定されるのが一般的で、

$$\max. P \geq P \geq \min. P, \quad \max. C \geq C \quad (8 \cdot 8)$$

(8・8)式が存在するところから、(8・1)、(8・2)式より、次式を考慮しなければならない。

$$\max. V \geq V \geq \min. V \quad (8 \cdot 9)$$

したがって、(8・9)式条件範囲内で、(8・7)式を検討する必要がある。

なお図8・5に示すごとく、水処理施設が n 個の単位施設の組合せによって構成される場合、 C 、 P は次の(8・10)、(8・11)式のごとく表わされるので、その経済性は(8・14)式のごとく求めることもできる。

なお、 V_i ($i=1, 2, \dots, n$)は各単位施設 i の規模とする。

$$C = f_1(V_1, V_2, \dots, V_n) \quad (8 \cdot 10)$$

$$P = f_2(V_1, V_2, \dots, V_n) \quad (8 \cdot 11)$$

ゆえに

$$dC = \frac{\partial f_1}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial f_1}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \dots + \frac{\partial f_1}{\partial V_n} \cdot dV_n \quad (8 \cdot 12)$$

$$dP = \frac{\partial f_2}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial f_2}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \dots + \frac{\partial f_2}{\partial V_n} \cdot dV_n \quad (8 \cdot 13)$$

(8・12)・(8・13)式より

$$E = \frac{dP}{dC} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\partial f_2}{\partial V_i} \cdot dV_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\partial f_1}{\partial V_i} \cdot dV_i} \quad (8 \cdot 14)$$

ここでも、各 V_i の制限値範囲内で、(8・14)式を検討する必要があることはいうまでもな

い。

ところで、従来の水処理施設実績においては、必ずしも (8・1)，(8・2) 式あるいは (8・10)，(8・11) 式に関する明確なる関数型を得るには至っていないので、(8・7) 式あるいは (8・14) 式による検討の困難な場合は、(8・5) 式の考え方によって図解、あるいは逐次計算が可能である。

なお、一般の水処理施設で浄化の対象となる水質項目 j は、数多く、浄化の対象としてこれらの水質項目を複数項とり上げる場合、(8・11) 式は次のごとくなり、

$$P_j = f_{j+1} (V_1, V_2, \dots, V_n) \quad (8 \cdot 15)$$

$$(j = 1, 2, \dots, j \dots J)$$

(8・14) 式はとり上げる水質項目によって得られる経済性は必ずしも一定しない。

$$E_j = \frac{dP_j}{dC} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\partial f_{j+1}}{\partial V_i} \cdot dV_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\partial f_1}{\partial V_j} \cdot dV_i} \quad (8 \cdot 16)$$

$$(j = 1, 2, \dots, j \dots J)$$

8・2・2. 処理施設の経済的構成について

水処理施設は下水処理の場合、最初沈殿池、バツ気槽、最后沈殿池など、いくつかの単位施設の連続によって一施設が形成されるのが一般的である。上述のごとく、水処理施設の経済性は、

施設全体として評価されると同時に各単位施設についても同様に経済性が問題となる。一連の単位施設によって構成される施設は全体施設からみれば、いかなる組合せによるのが経済的な意味で合理的か、その規模はいかに保つべきかなど、の検討が必要である。

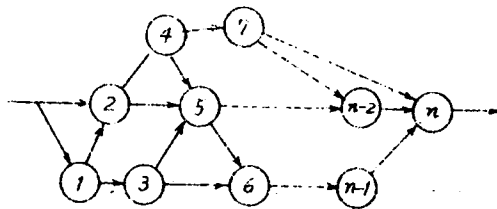


図8・5 一般システム

まず簡単な場合として、図8・5に示す処理施設で、評価の対象水質を一項目代表値としてとり上げる場合について検討してみる。このとき (8・10)，(8・11) 式をえることができればこの施設を最も経済的に構成するためには、一定の全経費 C のもとで原水と浄化水水質から定まる総浄化能 P を最大にすることによって求めうる。

(8・12), (8・13) 式より, $dC=0$ において $dP=0$ になるよう V_i を選定すればよいといえよう。

$$\frac{\partial f_1}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial f_1}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \dots + \frac{\partial f_1}{\partial V_n} \cdot dV_n = 0 \quad (8 \cdot 17)$$

$$\frac{\partial f_2}{\partial V_1} \cdot dV_1 + \frac{\partial f_2}{\partial V_2} \cdot dV_2 + \dots + \frac{\partial f_2}{\partial V_n} \cdot dV_n = 0 \quad (8 \cdot 18)$$

ここで, V_1, V_2 をとり上げて, その経済的構成比を検討してみる。(8・17), (8・18) 式より

$$\frac{dV_1}{dV_2} = \frac{-\frac{\partial f_1}{\partial V_2}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_1}} \quad (8 \cdot 19)$$

$$\frac{dV_1}{dV_2} = \frac{-\frac{\partial f_2}{\partial V_2}}{\frac{\partial f_2}{\partial V_1}} \quad (8 \cdot 20)$$

上式をえる。この(8・19), (8・20)の二式より,

$$\frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_1}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_1}} = \frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_2}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_2}} \quad (8 \cdot 21)$$

(8・21) 式をえる。さらに同様に V_1 を基準規模として V_1 と V_3, V_1 と V_4, \dots V_1 と V_n との構成比を求め (8・22) 式をえる。

$$\frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_1}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_1}} = \frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_2}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_2}} = \dots = \frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_i}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_i}} = \dots = \frac{\frac{\partial f_2}{\partial V_n}}{\frac{\partial f_1}{\partial V_n}} = K \quad (8 \cdot 22)$$

すなわち, (8・22) 式が成立するよう各 V_i を構成するのが最も経済的といえよう。

しかるに一般に,

$$A_i \geq V_i \geq B_i \quad (8 \cdot 23)$$

(8・23) 式のごとく, 技術的要因によって各 V_i に制限を有するので (8・22), (8・23) 式が共存しないことも少なくない。

そのとき, 制限値における

$$\frac{\partial f_2}{\partial V_i} / \frac{\partial f_1}{\partial V_i} \text{ が } K \text{ を下まわるも}$$

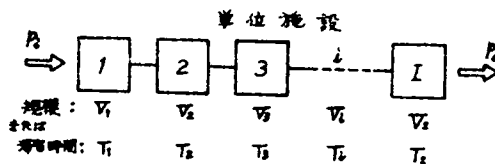


図8・6 直列システム

のについてその最小値から順に (8・23) 式により, 各 V_i を設定し, 残る V_i について (8・22) 式の成立するよう各 V_i を決定すればよい。

一般の水処理施設は図8・6に示すごとく, 一つの直列システムとして表わされ (8・11) 式の表示はより簡単となり, (8・22), (8・23) 式の取扱いが比較的容易になる。

ところで, (8・11) 式は評価水質が一項目の場合についてであるが, これが J 項目を同時にとり上げる場合次のごとく検討しなければならない。

$$P_j = f_{j+1}(V_1, V_2, \dots, V_n) \quad (8 \cdot 24)$$

この場合, (8・24) 式の J 個の式が同時に成立することはまれで, 項目 j の水質制限値を $P_{j \cdot 0}$ とすると, 一般に

$$P_{j \cdot 0} \geq P_j \quad (\text{あるいは} < P_j) \quad (8 \cdot 25)$$

V_1 と V_2 とをとり上げて (8・24), (8・25) 式から対比すれば $P_{j \cdot 0} \geq P_j$ の場合について,

$$\frac{dV_1}{dV_2} \geq -\frac{\partial f_j}{\partial V_2} \bigg/ \frac{\partial f_j}{\partial V_1} \quad (8 \cdot 26)$$

(8・26) 式が j の 2……J+1 のあらゆる場合に同時に成立するよう

$\max \left\{ -\frac{\partial f_j}{\partial V_2} \bigg/ \frac{\partial f_j}{\partial V_1} \right\}$ を選定し, f_j を $f_{\max \cdot 2}$ と表わせば,

$$\frac{dV_1}{dV_2} = \frac{\partial f_{\max \cdot 2}}{\partial V_2} \bigg/ \frac{\partial f_{\max \cdot 2}}{\partial V_1} \quad (8 \cdot 27)$$

一方ここでも, (8・19) 式が成立するところから, (8・19), (8・27) 両式より, 次の関係をえる。

$$\frac{\partial f_1}{\partial V_2} \bigg/ \frac{\partial f_1}{\partial V_1} = \frac{\partial f_{\max \cdot 2}}{\partial V_2} \bigg/ \frac{\partial f_{\max \cdot 2}}{\partial V_1} \quad (8 \cdot 28)$$

V_2, V_3, \dots, V_n についても同様の結果をえるところから, 結局次式をえる。

$$\frac{\partial f_1}{\partial V_i} = \left(\frac{\partial f_1}{\partial V_i} \bigg/ \frac{\partial f_{\max \cdot i}}{\partial V_i} \right) \cdot \frac{\partial f_{\max \cdot i}}{\partial V_1}, \quad (i=2, 3, \dots, J+1) \quad (8 \cdot 29)$$

(8・29) が成立するよう V_i を選定すれば経済的施設の構成を決定することができる。なお, (8・23) 式に示すごとく, V_i に制限のあるときは先述のごとく V_i 値の制限値での (8・29) 式値を単独に求め, その最少値を示すものから V_i を決定してゆくことができる。

以下, 上述検討法の一例として, 活性汚泥法における単位施設の経済的構成法を既存施設の実績データを用いて再検討してみる。

活性汚泥法では大別して、最初沈殿池、バツ気槽、最后沈殿池よりなるが、最后沈殿池はその目的がバツ気槽流出液中の活性汚泥フロックの阻止にあり、生物学的処理がバツ気槽、最后沈殿池の一連の施設で行なわれ、特にこの両者を分割せず、一つの施設として取扱うことにした。すなわち、最后沈殿池はバツ気槽の施設規模に応じて設けられるものとみなし、これを一つのバツ気施設とし、以下においては最初沈殿施設とバツ気施設の経済的構成法を検討する。

検討法としては、一応、この両者の規模制限範囲（8・23）式を考えずに全範囲について（8・22）式による検討を行なう。浄化能力として除去率をとり上げ必要なデータとしては（8・22）式より、 $f_1(V_1)$ 、 $f_2(V_1)$ 、 $f_1(V_2)$ 、 $f_2(V_2)$ 、すなわち、沈殿、バツ気両施設についての建設費、除去率を、従来の実績値から求める。

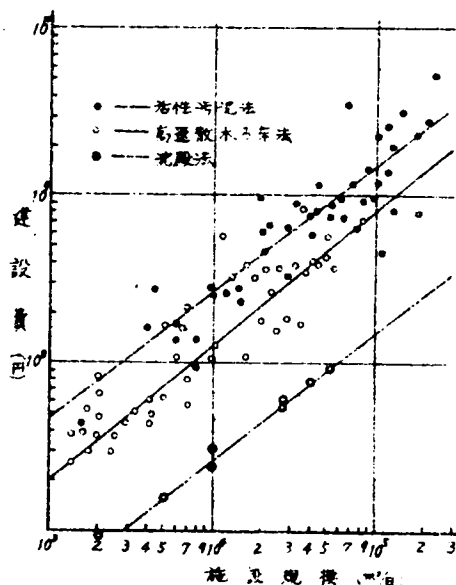


図8・7 下水処理施設建設費例

建設費についての実績データは、図8・7を得、一応の傾向を明示できる。散水ろ床法に関するデータをも同時にとり上げているが、これらは後の検討に要するもので、ここでは直接必要としない。図8・7に示す流量規模は、 Q (m³/日)で表わされるが、以下の検討では、検討の対象とする流量規模を Q_m とすると、

$$Q = k Q_m, \quad k = \frac{Q}{Q_m} \quad (8 \cdot 30)$$

（8・30）式に示すごとく、規模倍率 k で検討する。

たとえば、流量10,000 m³/日を検討するとき、15,000 m³/日の施

設は、10,000 m³/日流量にとっては、（8・30）式より、1.5倍の規模施設として取扱う。したがって、 $k=1.0$ の施設とは、今日の標準的な施設をさし、 $k=1.3$ とは今日標準施設の1.3倍のゆとりのある施設を設置することをさす。このときの建設費は今日の13,000 m³/日のデータで補う。この $k=1.3$ の施設とは、沈殿施設、バツ気施設などの容量を標準的設計基準より3割方ゆとりを持って設定された施設をさし、その他の附帯施設についてもそのゆとりが加味されているものと概略的にみなしている。

このデータの取扱いからもうかがえるごとく、 k は必ずしも厳密な意味で成立せず、あくまで総括的な表示にとどまるので、以下に得られる結果についても同等の評価が必要である。

以上から建設費 C_1 については次式をえる。

$$C_1 = 252.0 \times 10^3 \times Q^{0.753} \quad (\text{活性汚泥法の場合}) \quad (8.31)$$

$$C_1 = 79.5 \times 10^3 \times Q^{0.80} \quad (\text{散水ろ床法の場合}) \quad (8.32)$$

$$C_1 = 23.2 \times 10^3 \times Q^{0.762} \quad (\text{沈殿法の場合}) \quad (8.33)$$

これを上述の k を用いて表わすと、次式をえる。

$$C_1 = 252.0 \times 10^3 \times Q_m^{0.753} \times k^{0.753} \quad (8.31)'$$

$$C_1 = 79.5 \times 10^3 \times Q_m^{0.80} \times k^{0.80} \quad (8.32)'$$

$$C_1 = 23.2 \times 10^3 \times Q_m^{0.762} \times k^{0.762} \quad (8.33)'$$

なお、活性汚泥法のうち、バツ気施設の建設費は、(8.31)式より(8.33)式を減じて得られるものと考えて、

$$C_1 = (8.31)' \text{式} - (8.33)' \text{式} \quad (8.34)$$

次に除去率に関する実績データをわが国諸都市の年間平均データから集積したのが図8・8である。

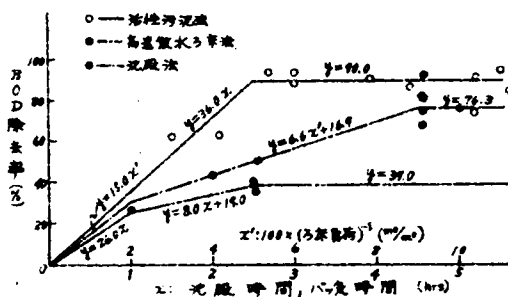


図8・8 除去能実績一例

除去率は原水質濃度あるいはその変動量、流動変動、あるいは汚性汚泥質、その濃度などにより、変化し、必ずしも一貫性をえない。しかも、一施設での実績値を他都市に適用することも必ずしも適切とはいえない。

今後、この点へのデータ集積、あるいは除去機能の安定に関する研究の必要を痛感するが、ひ

とまずここでは、図8・8を施設規模（滞留時間あるいは処理時間）増大にともなう除去率の変化の実績とみなすことにする。データの精度を考慮してその相関をいたずらに、曲線化すること避け図より次のごとく設定した。

活性汚泥法の場合、 T をバツ気時間として、

$$\left. \begin{aligned} P &= 36.0T & (T < 2.5) \\ P &= 90.0 & (T \geq 2.5) \end{aligned} \right\} \quad (8.35)$$

散水ろ床法の場合、ろ床負荷値 x (m^3/m^2) より、 $T=100/x$ を一つの規模を表わす指数とすると次の関係を与える。

$$\left. \begin{aligned} P &= 15.0 T & (T \leq 2.0) \\ P &= 6.6 T + 16.9 & (2 < T \leq 9.0) \\ P &= 76.3 & (T > 9.0) \end{aligned} \right\} \quad (8.36)$$

沈殿法の場合、 T を沈殿時間として、

$$\left. \begin{aligned} P &= 28.0 T & (T \leq 1.0) \\ P &= 8.0 T + 19.0 & (1.0 < T \leq 2.5) \\ P &= 39.0 & (T > 2.5) \end{aligned} \right\} \quad (8.37)$$

ところで上述のごとく、活性汚泥法における沈殿施設による除去率を (8.37) 式によって表わしうるものとみなし、バツ気施設における除去率を全活性汚泥法による除去率から (8.37) 式にも示される沈殿法データを減じて得られるものと便宜的に考えれば、バツ気施設における除去率は次式のごとく求まる。

バツ気施設による除去率、

$$\left. \begin{aligned} P &= 10.0 T & (T \leq 1.0) \\ P &= 28.0 T - 19.0 & (1.0 < T \leq 2.5) \\ P &= 51.0 & (T > 2.5) \end{aligned} \right\} \quad (8.38)$$

以上のごとく、沈殿施設、バツ気施設における除去率を (8.37)、(8.38) 式によって表わしうるものと設定したが、ここでは規模として、滞留時間 T をとっている。(8.31)' 式から (8.33)' 式および (8.34) 式における規模倍率 k による表現に統一するために、平均沈殿時間、平均バツ気時間を T_m と表わすと、(8.30) 式同様次の関係を与える。

$$T = k \cdot T_m \quad k = T / T_m \quad (8.39)$$

いま平均沈殿時間 2 時間、平均バツ気時間 4 時間とすると (8.37)、(8.38) 式は次のごとく書き改められる。

沈殿施設の場合、

$$\left. \begin{aligned} P &= 52.0 k & (k \leq 0.5) \\ P &= 16.0 k + 19.0 & (0.5 < k \leq 1.25) \\ P &= 39.0 & (k > 1.25) \end{aligned} \right\} \quad (8.37)'$$

バツ気施設の場合

$$P=40.0k \quad (k \leq 0.25)$$

$$P=112.0k - 19.0 \quad (0.25 < k \leq 0.625) \quad (8.38)'$$

$$P=51.0 \quad (k > 0.625)$$

以上に求めた C , P のうち、沈殿施設、バツ気施設の建設費、除去率データ, $(8.33)'$, $(8.37)'$ および, $(8.34)'$, $(8.38)'$ 式を (8.22) 式の f_1 , f_2 構成因子とし、規模 V として k をとり、これより数値計算結果を図示したのが図 8・9 である。

活性汚泥法において沈殿施設とバツ気施設とはいかなる規模構成にするのが最も経済的かは (8.22) 式を図示した図 8・9 によって求まり、縦軸は $k=k$ の規模で、新たに単位コスト

を投入すれば、いかに除去能を増加しうるかを表わすものである。 $k=k$ における両者の経済性を定量的にも評価できる。

図 8・9 は除去能に関するデータが少ないこと、および、これを直線化したことによって、きわめて、概括的な結果を示すことにとどまるが、図 8・9 における交点は、 (8.22) 式の成立を意味し、図上、交点は $k=1.0$ 付近にあるところから、従来の設計法が経済的な意

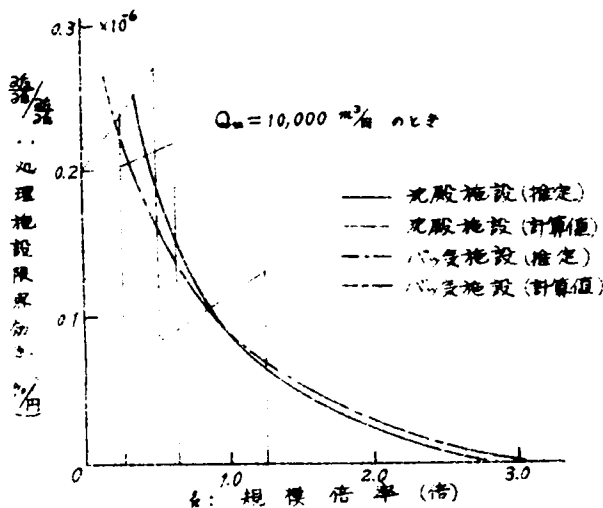


図 8・9 施設規模と限界効果の関係

味で比較的適切なものであることを示している。しかも、沈殿施設曲線は $k=1.0$ より大きい範囲で、バツ気施設曲線より上部にあるところから今日の施設をややゆとりのあるものにするには沈殿施設をより重点的に拡大することが経済的で逆にきりつめた設計を行なうためにはバツ気施設に重点をおく方が経済的であることがうかがえる。

8・2・3. 各種処理方式の経済性評価と選定

従来水処理施設として上下水道施設あるいは、その他汚水処理施設いずれも数多くの方式が考察されているが未だ決定的優劣の結論をえるには至っていない。

一般に、これら総じて一長一短とみなされ、目的に応じ、各種制約条件に応じて種々の方式が採用されているのが現状であろう。しかもこれらの比較は従来、 C の比較、あるいは P のみの比較などにとどまり、いかなる制約条件の場合はどの方式が有利であるなど、やや観念的なあるいは容易な評価が多く、共通の比較基準によって詳しく比較検討された例は少ない。

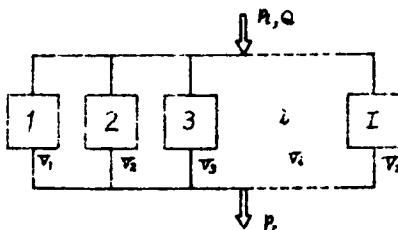


図8・10 並列システム

そこで、ここでは、上述の経済性を基準として種々の処理方式を比較検討し、定量的にもいずれが経済的であるかを明らかにすることを試みる。

ここでは、ある汚水原水を比較せんとする処理方式でのおおの単独に処理する場合を考え、図8・10に示すごとく、並列システムともいうべき各方式相互に独立して処理する場合を考察する。考え方は前項

と全く同じで、一定の費用 C で、浄化能 P を最大にするためには、いかなる並列構成が望ましいかを明らかにして、これより各施設の評価を行う。

さて、図8・10で、処理水質は、近似的に各並列方式おのおのの処理水質の算術平均値とも考えうるところから、近似的には相互に独立に次のごとく表わすことができよう。

$$C = f_{1,1}(V_1) + f_{1,2}(V_2) + f_{1,3}(V_3) + \dots + f_{1,i}(V_i) + \dots + f_{1,I}(V_I) \quad (8 \cdot 40)$$

$$P = f_{2,1}(V_1) + f_{2,2}(V_2) + f_{2,3}(V_3) + \dots + f_{2,i}(V_i) + \dots + f_{2,I}(V_I) \quad (8 \cdot 41)$$

ここで、一般的には各 V_i は各独自の制約(8・23)式にとどまり、図に示すときシステム化は単に概念的なもので、このシステム化に伴う新たな制約は特に考慮する必要はない。

したがって、(8・22)式と同様、次式が成立する場合を最も経済的な組合せと考えて、このときの V_i の値から各処理方式の経済性を考慮することができる。

$$\frac{\frac{\partial f_{2,1}}{\partial V_1}}{\frac{\partial f_{1,1}}{\partial V_1}} = \frac{\frac{\partial f_{2,2}}{\partial V_2}}{\frac{\partial f_{1,2}}{\partial V_2}} = \dots = \frac{\frac{\partial f_{2,i}}{\partial V_i}}{\frac{\partial f_{1,i}}{\partial V_i}} = \dots = \frac{\frac{\partial f_{2,I}}{\partial V_I}}{\frac{\partial f_{1,I}}{\partial V_I}} = K' \quad (8 \cdot 42)$$

すなわち、ある処理対象に対して種々の処理方式を同時に取上げるとき各方式のいかなる施設規模 V_i のとき、全体的には経済的となるかを明らかにし、いいかえれば各方式の経済性が等しくなるときの施設規模 V_i によって、各方式を評価してゆくことができる。あるいは、また、比較せんとする各方式すべてに共通して、規模 $V_i = V$ での経済性 E_i は、

$$E_i = \frac{\frac{\partial f_{2i}}{\partial V_i}}{\frac{\partial f_{1i}}{\partial V_i}} \quad (8 \cdot 43)$$

の値によっても比較することができる。(8・42)，(8・43)式の算定にあたり、各 V_i の制限値，(8・23)式の取扱いについては前項とまったく同様である。そこで、例として今日の代表的な下水の処理方式，1) 活性汚泥法 (A・S)，2) 高速散水ろ床法 (H・T・F) 3) 沈澱法 (S・T) の三者をここにとり上げて上記考え方でそのおのおのの経済性を以下に評価してみる。

活性汚泥法の場合，

$$\begin{aligned} P &= 144.0k & (k \leq 0.625) \\ P &= 90.0 & (k > 0.625) \end{aligned} \quad (8 \cdot 35)'$$

高速散水ろ床の場合，ろ床負荷値が $20 \text{ (m}^3/\text{m}^2)$ のときの $k=1.0$ とすると，

$$\begin{aligned} P &= 75.0k & (k \leq 0.4) \\ P &= 33.0k + 16.9 & (0.4 < k \leq 1.8) \\ P &= 76.3 & (k > 1.8) \end{aligned} \quad (8 \cdot 36)'$$

まず (8・3) 式と同様の考え方による結果の平均量としての経済性を求めてみる。(8・35)' から (8・37)' 式のうち、 P が定数域 (安定域) にあるとき、(8・31) から (8・33) 式によって示される各施設建設費に各規模での図8・11に示す維持管理費を加えた全処理費用関数を用いて単位水量当りの C/P すなわち e'

$$e' = C/P \cdot Q \quad (8 \cdot 44)$$

を図示したのが図8・12である。この図はあくまで各処理方式で Q の汚水を処理するときの平均単位コスト C/P を公称除去能力単位量当り値として表わしたものにすぎず各曲線の変化は

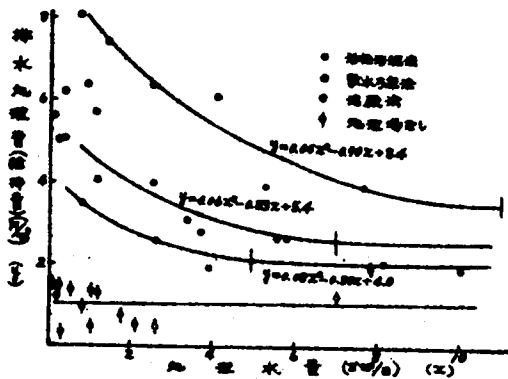


図8・11 下水処理維持管理費

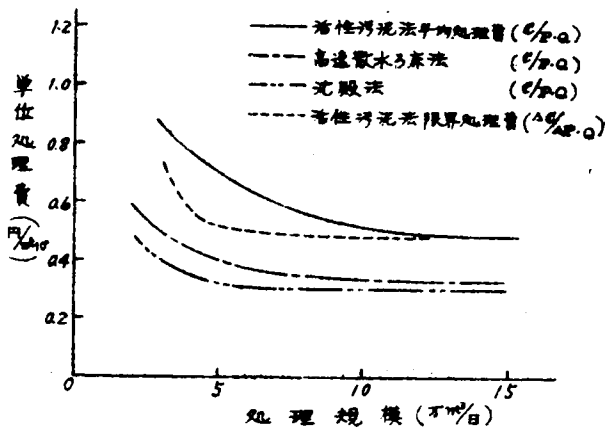
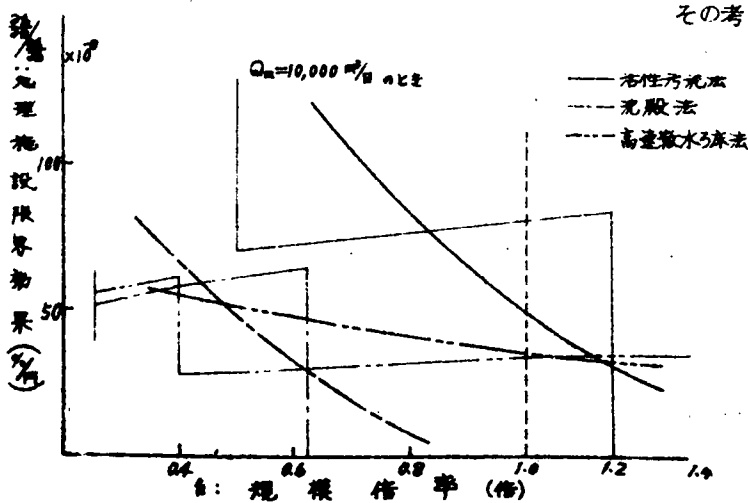


図8・12 平均処理費と限界処理費



8・13 処理法の比較

C/Q にもとづくもので先述のごとく、 $C=C$ における単位投資金額の真の効果を表わしているとはいえない。

したがって、あくまで、 $Q=Q$ における資金額の増減などを検討する真の経済効果は(8・5)式の考え方による次の検討が必要である。

$$e'' = \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot \frac{1}{Q} \quad (8 \cdot 45)$$

これを例示したのが図8・12破線である。ここでは ΔP を大きく10%に設定しているので、 e'' 値は平均値的性格が強く、同上、顕著な差異を認めがたいがその考え方の違いはきわめ

て重要である。なお、図 8・12 の両曲線は規模が大きくなるにつれて平均値と限界値とが接近するがこれは、単位管理費用中維持管理費が占める割合が増大することに起因するものといえる。

さて、各規模における直接の経済的効果を評価して、各方式が等効果となる相対規模を定量的にも明確にするためには、(8・45) 式の Δ の極力小さくする必要がある。そこで、各施設費 (8・31)', (8・32)', (8・33)' および、(8・35)', (8・36)', (8・37)' 式の各式から $Q=10,000 \text{ m}^3/\text{日}$ 規模での $\frac{dP}{dk} / \frac{dC}{dk}$ を求めて図示したのが図 8・13 の階段状図である。(8・35)', (8・36)', (8・37)' 式が実際は一般曲線として表わせうであろうことを考慮してここに得られた結果を近似曲線表示すれば図 8・13 の三曲線を得る。

ここでは、今日の標準的な施設の設計基準値 ($k=1.0$) を、 k 倍値にて施設を設けるときこの施設に要する総建設費 $C=C$ 点での単位コストの効果を限界効果として縦軸に表わしている。これより各施設規模 $k=k$ での経済性を平均値でなく、直接明示することができる。したがって、 k の変化にともなう各方式の経済性の変化を図より直接把握することができる。図 8・13 によって明らかに主要事項をまとめると、次のように推論できよう。

- a) 活性汚泥法の今日標準施設では施設建設費の限界効果はほとんど 0 に近く (標準施設以上に費用をかけても除去能を向上させうる保証がえられない) この処理法の能力増は建設費以外の維持、管理法などに依存するところが大きいといえよう。
- b) 今日の標準的な施設では、 $k=1.0$ での効果をみれば沈殿法、高速散水ろ床法、活性汚泥法の順で経済的である (必要経費の割には除去能が高い) ことがわかる。
- c) 沈殿法でも、今日の一般的な設計法よりも 2 割方余裕のある (あるいは滞留時間の長い) 施設とすれば、一般の高速散水ろ床法の方がより経済的となろう。 ($k=1.2$ での $S \cdot T$ の効果と $k=1.0$ における H, T, F の効果の比による)
- d) 活性汚泥法を経済的な意味で、散水ろ床法あるいは沈殿法と対応させるためには現代の設計法を 5～6 割方きりつめた。 (滞留時間の短い、あるいは安価な) 設計法を実現せねばならない。

($k=0.5 \sim 0.6$ での $A \cdot S$ の効果と $k \cong 1.0$ での $S \cdot T$ および H, T, F の効果の比による)

8・3 節 総水質維持費用分担配分の考察

単に水源水質の維持問題に限らず多くの一般広域対策最大の特徴は広域内諸問題にそれぞれ単独に対処することを避け、ある種の統一した理念のもとに共同対策化して全般的合理化を期待するところにある。特に問題対象が広域に及ぶ場合、あるいは広域共有の場合効果が大きい。水源

水質維持問題は後者の広域共有物対策に属するので本文5章にもみられるような広域的検討が効果的である。この場合検討事項は2分割され、広域総体合理化の検討とそれに伴う利害損失の広域内分担・配分の問題がある。前者の総体合理化は広域圏を一括対象とする最適化問題として検討されることが多く、第5章における水質基準値の検討もその一例である。ところで問題になるのは広域圏としての最適化条件を保持しつつこれを広域内に配分するかにあり、水質基準の例でいえば、広域的に合理的基準値が決定された場合にその基準値を遵守するための条件を広域内関係者にいかに配分するかにある。つまり全体的最適化の条件を維持しつつ、その条件を何らかの形で平等に配分することが重要である。特に公共事業の場合、この平等性が全体の最適性に優先することさえあるので注意が必要である。

さて、関係者数がIなる広域圏での水質維持について検討すれば、広域目標としての水質値Pとその維持に要する広域総費用Cはすでに明らかなように次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P &= f(X_1, X_2, \dots, X_i, X_I) \\ C &= g(X_1, X_2, \dots, X_i, X_I) \end{aligned} \right\} \quad (8 \cdot 46)$$

ここで、 X_i はiからの汚水放流量で、放流水質は一定としている。最少限度の広域総費用で一定の水源水質を維持するための必要条件としてすでにいくつかの例にも見られるように次式を与える。

$$\begin{aligned} A_0 &= \frac{(\partial g / \partial X_1)}{(\partial f / \partial X_1)} = \frac{(\partial g / \partial X_2)}{(\partial f / \partial X_2)} = \dots = \frac{(\partial g / \partial X_i)}{(\partial f / \partial X_i)} = \dots \\ &\dots = \frac{(\partial g / \partial X_I)}{(\partial f / \partial X_I)} \end{aligned} \quad (8 \cdot 47)$$

注目すべきは、上式が最適化の条件式であると同時に、等号条件によって相関づけられるところからもわかるように平等性保持の条件式ともなりうることである。前節での相対評価概念をさらに積極的に活用して、上式で相対評価しうる各汚水放流者の広域内での汚水処理の責務を定量化することが可能である。責務を定量化できれば、税あるいは放流料金などの型で広域費用の分担配分が可能になる。広域的に一括処理を行なう場合を想定し、 A_i を単位 X_i 放流による目標BODの増加量、 C_i を X_i の単位汚水量当り分担処理費とすれば、式(8・46)を簡単に次のような1次式として表現することが可能である。ただし、 C_0 は定数。

$$\left. \begin{aligned} P &= A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_2 + \dots + A_i \cdot X_i + \dots + A_I \cdot X_I \\ C &= C_0 + (C_1 \cdot X_1 + C_2 \cdot X_2 + \dots + C_i \cdot X_i + \dots + C_I \cdot X_I) \end{aligned} \right\} \quad (8 \cdot 48)$$

式(8・47)より条件式として次式をえる。

$$-A_0 = \frac{A_1}{C_1} = \frac{A_2}{C_2} = \dots = \frac{A_i}{C_i} = \dots = \frac{A_I}{C_I} \quad (8 \cdot 49)$$

簡単な上式を考え方の基本として費用分担法をさらに発展することが可能である。

一般に平等配分を考慮に入れた汚水処理の規制法としては、1) 除去率一律処理規制、2) 放流水質一定値処理、3) 放流汚濁量一律放流、あるいは4) 処理単価一律処理規制など多くの方法があり、いかなる型で平等性を保持すべきかは必ずしも一定しない。これらのうち一例として除去率一律規制方式を採用する場合の各汚水放流者の費用分担について式(8・49)をもとに考察してみる。

式(8・49)より、

$$C_i = \frac{A_i}{-A_0} = \frac{B_i \times (1.0 - R_i / 100)}{A'} \quad (8 \cdot 50)$$

ここで、 B_i は汚水 X_i の原水水質BOD値(ppm)、 R_i は規制化された一律除去率とする。いま広域圏内に表8・1に示すような水質汚水を排出する各種工業廃水が下記のごとき都市下水道と共存するとき、各工業は都市下水を基準に費用分担額として一応次のように算定される。

下水処理条件； 水量＝10MGD、水質＝200ppm、BODを90%除去、

処理場建設費＝245×10⁹ドル、処理場維持費＝97×10⁹ドル/年

このとき相対比較基準値として $A_0 = 4.8$ ドル/lb BODを求めうるので、これより各工業は図8・14に示す費用を何らかの型で相対的に分担しなければならないといえよう。

Waste	Beet Sugar	Brewery	Cannery	Tannery	Textile	Paper Mill A	Paper Mill B
Raw BOD (ppm)	450	850	2,150	2,800	1,300	180	400
Slaughter	Waste	Deinking					
2000	Raw BOD (ppm)	300					

表8・1

以上の方法でさらに具体的に、たとえば図8・15に示すような広域条件で河川の維持水質値に対応して各汚水放流者はいかに費用分担しなければならないかを例示したのが図8・16である。

以上は広域総費用の分担方法について考え方の一例を示したものであり、同様の考え方を発展

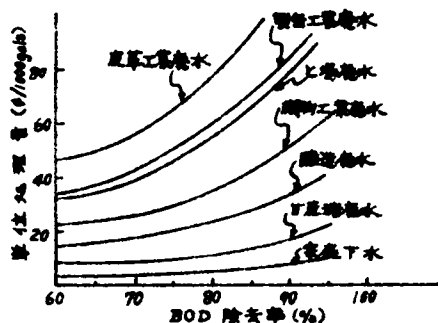


図 8・14 各種廃水に課せられる単位処理費

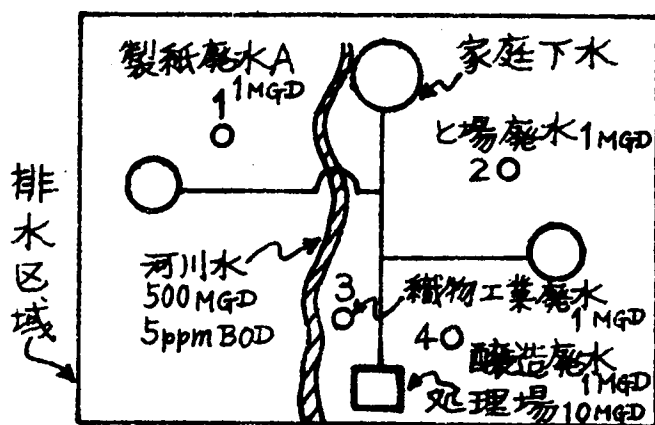


図 8・15 排水区域モデル

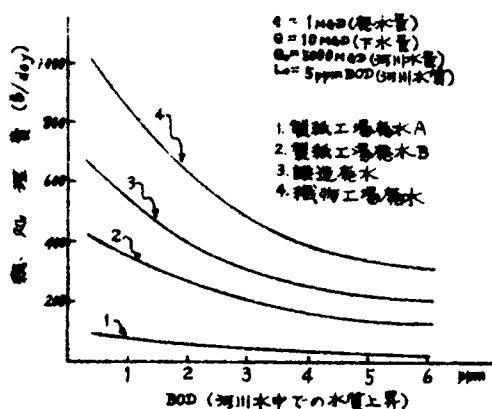


図 8・16 河川水質悪化に伴う各種廃水負担処理費

活用することによって種々の分担方法を検討しうることを示したものである。特に注意すべき事項はこれらの費用が必ずしもそれぞれの汚水処理施設費、維持費と対応していないということで、むしろ汚水負荷量と処理能に基く広域圏内処理費費用ともいうものである。この種の基本的な検討に種々の現実対策を加味して終局的に合理的な分担費用が決定されるべきである。

8・4 結 語

本文では水処理施設のもたらす効果、すなわち浄化能と、建設費など必要経費とのバランスから水処理施設の経済性のあり方を検討し、水源水質維持費用に検討を補足した。水源水質維持は主として下水処理によって実行しうるとの想定のもとに、既存の種々の下水処理法を取り上げ、単に経済性の優劣を指摘するにとどまらず、経済的な施設のあり方という意味で施設設計法に対して主として検討を加えた。

検討を通じて得られた今後の下

水処理法における問題点を記せば、第1に実績データに安定性、再現性が得られるよう維持、管理技術の向上が強く望まれる。多額の費用を投入したからといっても必ずしもそれに応じて浄化能力が向上しないことも認められ、これでは、効果と費用のバランスある処理施設を設けることは非常に困難で、とかく、安価な施設を追求する傾向が改善されない。これらの問題点が改善されない限り、第5章あるいは第6章に取り上げた広域水源水質の維持も実現困難で、経費を投入しても水質は改善されないということにもなりかねない。広域的協力体制に悪影響が及び前節に例示したような水源維持の費用分担にも障害がもたらされよう。さらにまた、ここでは、経済性の評価に焦点をしぼり、施設のあり方を追求したが、実際施設では、必ずしも経済性のみで問題を解決しえないことが少なくない。

経済性以外の目標、あるいは制約事項と本文に示す経済性の追求とは、特に、相反する目標となることも少なくない、今後これらの経済性以外の事項をいかに取扱ってゆくべきか、あるいは経済性と結びつけてゆくべきか、多くの重要な問題を残している。

以上、水源水質維持の成否に直接関係する汚水処理の現況分析および今後の問題点を検討したので、本文への一つの参考資料としてここに収録しておく。

第Ⅱ編 都市給水システム弾力化のための基礎分析

第1章 都市給水システム弾力化の概説

以上分析してきた水環境合理化の方向性と合理化の限界をふまえた上で、都市給水システム自体の内部合理化問題を以下第Ⅱ編の主題とする。第Ⅰ編での総括検討だけでも現在わが国で直面する都市給水問題は大半に解決しうるものとも思われるが、内部矛盾を旧態然に放置したまま外部条件のみを合理化しても問題の抜本的解決にはなりえない。都市給水法自体に問われている安全性と合理性に関する矛盾を放置していかんに直面する水源問題を解決してもそれはあくまで一時的対策にすぎない。こういった対策的解決策は問題を数年後に引きのばすことにすぎず、同じ問題はくり返されよう。直面する問題が水源問題であるからといって、第Ⅰ編での水環境における需給均衡の合理化のみを解決策とすることなく、そこでの合理化の程度は水環境構成因子である都市給水システムにも常に分担されなければならないだろう。

ここでは都市給水システムとして上水道システムを重点的に取り上げ合理化の対象とする。具体的には、水源対策に対応して上水各種需要における水量・水質要求の妥当性再検討、需要圧縮の可能性、料金の妥当性などから検討をはじめめる。

さらに、浄水・給水技術の高率化なども単に経費節減という観点を越えて、水環境の適正保全といった面からも再検討されなければならないだろう。これらのうち、まずなすべきは第Ⅰ編で示唆したように上水需要水量の圧縮化あるいは需要水質の細分化の可能性など需要特性を調べてみることであろう。すなわち制約実績である上水の需給実績に水量・水質上無駄な需要があるかを分析することが重要である。ただ第Ⅰ編での分析からも明らかなように現在水源は絶対的に不足しているというよりもかなり相対的な不足にすぎないともいえるので、ここでの無駄需要の分析では必ずしも絶対量を定量化する必要はないだろう。

次に重要な問題は水源と需要を結ぶ給水技術の対応性にある。理念的に明確にしえた合理化の方向性に対し既存の給水技術がいかに対応しうるか、あるいは対応のために技術改善が可能か否かの検討が必要になる。特に浄水技術のうち主要な沈殿・ろ過の対応が最も安定性を欠くともいえるので、それぞれの対応能力の限界を技術的に検討しておく必要がある。

ところで、最近の計量技術、制御技術あるいはコンピュータなどの発達は従来制御不可能とされてきた諸因子の動的変動の取扱いを可能にしてきた。

当然従来の上水道システムの中で制御不可能を理由に固定化されてきた諸因子が今や制御可能となっているものも多いはずである。時間変更をも考慮した需費単位の再検討が

上水道全体システムの動的運用を強要することになっても、制御工学の導入がこれを大巾に可能にするはずである。そういった技術背景に基き、本研究で取り上げる問題は以上に述べてきたように、水源の枯渇から伝統的都市給水に問題を投げかけられたのを機会に、需要原単位の再検討およびその動的考察がもたらす諸影響量を安全性と合理性の両面から追求することにはじまる。

ただ、すでに述べたように上水道に要求される安全性と公共事業として取り入れるべき公共の願望・意識の多様性を考慮する場合、伝統的給水法に全くとらわれることなく白紙の状態で新たな合理性を思考することは非常に危険でもあり、ともすれば公共事業として誤りを侵すことにさえなる。伝統的給水法にまったく立脚しない合理性の追求は現時点では考えられない。

そこで、従来の実績の中から、種々の問題に対応して、変りうる計画因子を積極的に変えることによって合理化を計ることを本研究では広義に弾力化と称し、弾力的コントロールを最大の問題として取り上げることとする。この弾力化の過程で常に安全性と合理性を再検討しうるので、この種の研究がひいては近い将来都市給水の動的コントロールの実現を可能にするものと考えられる。そこでこの第Ⅱ編では需要の具体的な特性分析を第Ⅱ編Ⅱ－１とし、後者の浄水技術の対応能力に関する分析を第Ⅱ編Ⅱ－２として検討を加えてゆく。水源、需要および両者を結ぶ技術能力に一応の分析を加えた段階で次に第Ⅱ編Ⅱ－３に入る。このⅡ－３では上記三者を結びあわせる給水システムを一つの独立したシステムとして取り上げ、それまでの特性分析結果がシステム内にいかに伝播するかに注目する。特にそれぞれの変動能力に関する分析結果がシステム内にいかに伝播するかの考察を通じて伝統的に固定概念化している都市給水法の諸制約条件の弾力化をはかる。同時に給水法の弾力化がもたらす合理化を期待する。積極的に浄水・給水施設の弾力的設計および管理法に言及し、都市給水システムの合理化をさらに分析してみる。

なお、本文では今後の発展性を考慮して弾力性あるいは弾力化という言葉の定義をあまり厳密化せず、極力多目的に用いることにして、一応つぎのような解釈で論を進めてみる。つまり、従来定常安定化している給水システム諸条件の微小量変化にともなう影響量の取扱いをすべてその対象とし、その分析あるいは合成を通じてシステムの合理化をはかることを広義に弾力化と呼ぶことにする。

結果としての影響量が弾性的変化を示すものに限らず、疎性的変化を示すものをも同様に包含しうよう総括的取り扱いに留意しているが、原因因子の変化に対して結果影響量が相対的に圧縮をうけるような事象をより重視する。この種の微小変量の追跡によるシステムの特性分析あるいは合理化に関する基本的な考え方を附録、第８章に簡単にまとめるが、本研究では特にシステム均衡式がえられない多変数ブラックボックス的システムの分析が主な関心事である。

手法概念としては経済学分野における限界効用分析あるいは制御理論に示唆されるところが大

さい。ただ、本研究では問題を対象的にとらえているので、手法自体は基本概念の域を出ず、数学的厳密さからいえば多くの問題を残す。現時点では、複雑で未知なる事象の多い上下水道分野にこういった概念を導入することこそ重要で、ひいては上下水道システムの動的化にも通じうるものと信ずる。

Ⅱ－１； 都市用水需要の弾力性分析

本研究で合理化の対象とする都市給水システムは水源から需要に至る大システムからなる。その内、水源と需要が占める位置は大きく、両者の特性が給水システム合理化の方向性を決定づける。水源特性については第Ⅰ編にて種々の角度から分析を加えているので、本文ではまず一方の需要特性を十分把握することが重要かつ急務となる。そこで以下都市用水需要の分析を試みるが、本文ではシステムの弾力化を目標とするところから、特に需要の変動特性に注目する。なお、システムの弾力化を水源から需要を結ぶ全体給水システム合理化の一環として取り上げているので、分析はあくまで需要総量としてのマクロな分析を中心とする。

第2章 上水需要の時間変動に関する特性分析

2・1節 概 説

本章では上水道を中心とする詳細な需要分析を必要とするところから生活用水需要を重点的に分析し、実績需要の再検討を行なってみる。実績需要分析から需要の妥当性、圧縮性などを分析する。ところで従来の需要実績はすでに述べたように制約実績としての特徴が強く、安易な分析ではその妥当性を論ずるに至りえない。そこで生活用水の需要発生機構にまで立ち帰って考察を展開し、ある程度の仮説にも基き、逆に発生した上水需要の持つ意味を解明することから分析を始める。圧縮その他需要制御の可能性を需要実績値のみで判断することを避け、需要発生の原因を採りつつその原因の妥当性を検討する。そのために種々の需要発生原因とそれぞれの需要特性の相関分析が重要で、この相関を明らかにしておくことができれば需要の妥当性が問われる都度需要発生原因にまでさかのぼることなく、相関に基き需要の意義、需要制御の可否を論じうるのであろう。

ただ、すでに述べたように本研究で考慮する需要制御は常に水源供給能との相対のもとに検討されるもので、完全に無駄を排除するという意味での需要制御ではない。したがって需要分析は常にマクロに実績総量に見い出しうる特性のみに注目すればよい。

2・2節では需要総量のいかなる点に需要特性が顕在するかを明確にするため、需要誘発原因と発生需要の相関に考察を加える。特に生活用水を分析対象とするので、需要誘発原因としては生活行動に注目する。生活行動と水需要発生との相関をマクロにモデル考察する。2・3節で上記相関・考察を展開し、生活パターンと需要発生との相関定式化に努める。2・4節では以上のモデル検討を実績需要に適用しつつモデルの妥当性を検討するとともに、従来十分な説明が加えられていない需要特性に説明を加えてゆく。さらに以上の分析結果を発展させ需要圧縮の可能性をいくつかの角度から検討する。2・5節では需要行動パターンが変化する場合に需要変動パターンがいかに変化しうるかを定量化してみる。

2・2節 水需要行動と需要発生との相関考察

上水道においてその需要が人間の生活行動と密接な関連を持つことは給水実績のうち時間需要パターンを見れば明らかである。ただ問題はその相関を定量化しがたいことにある。

一般に人間集団としての都市行動は一定せず、その上、それぞれの行動と用水需要発生の相関も一定せず、その上、それぞれの行動と用水需要発生の相関も一定しない。さらに都市によって独特の性格を帯びていることが多く、厳密に人間一人一人の行動と需要発生特性を相関づけ、定量化することはきわめて困難である。また仮にそれができても都市給水の使命は必ずしも人間一人一人のランダムかつ自由な行動を100パーセント支えることにあるとも考えられないので、本文では個々の人間行動と用水需要発生の相関を直接問題にしない。あくまで都市給水の公共事業としての使命は集団としての社会への給水にあり、給果的にその給水が個々の人間行動を支えているにすぎないを考える。したがって、ここで問題にする人間行動と用水需要の相関ではあく

表 2・1 用途別単位水量

用 途	単位水量	使用回数	用 途	単位水量	使用回数
1. 手洗・洗面	9.6	102	7. 散 水	32.9	03
2. 食事準備	17.4	3.0	8. 風呂注水	142.4	05
3. 食事片付け	26.5	3.0	9. 入 浴	38.0	1.6
4. 飲 料	11.7	3.7	10. 水洗(大)	19.3	34
5. せんたく	126.0	0.8	11. 水洗(小)	14.8	11.6
6. そ う じ	3.56	0.8	備 考	ℓ/回	回/日栓

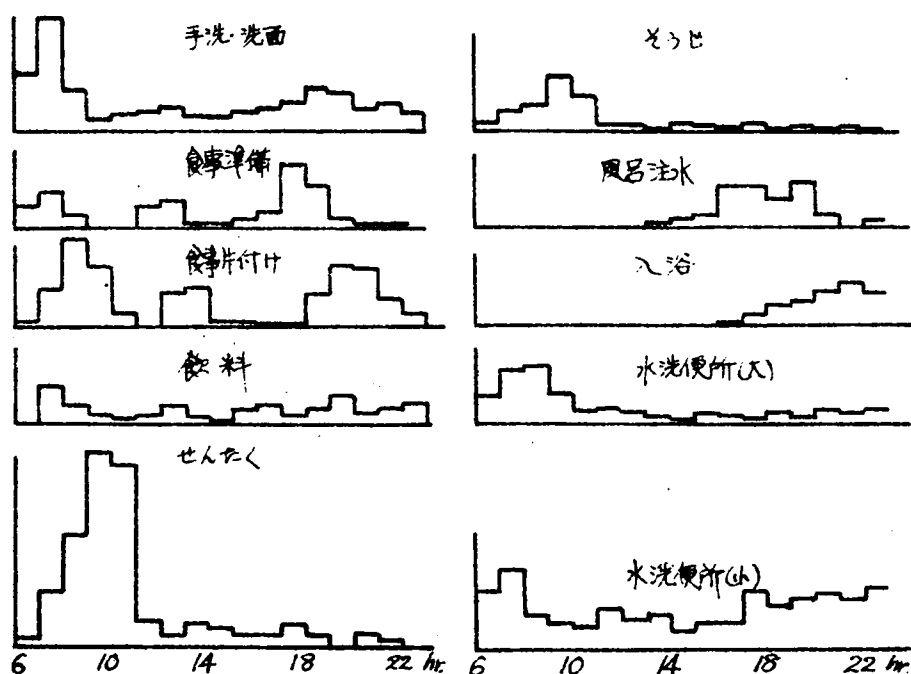


図 2・1 生活行動と各使用水量の関係(文献〔2・3〕より)

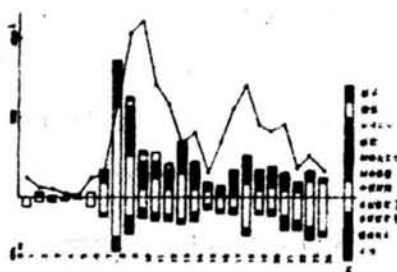


図2・2 用途別時刻別使用水量
(文献〔2・2〕より)

まで集団としての社会的人間行動に注目する。

社会的な給水が結果的に個々の人間行動を支えるということは集団としての総需要に応じて給水しておけば集団の内部調整によって給水された水は個々に配分されることを指す。

さて、人間行動と上水需要量相関に関する研究としてはわが国では末石・山田らによる調査研究「2・1」,「2・2」,「2・3」が最も注目される。表2・1, 図2・1およ

び図2・2はその結果の一例を引用したものでミクロにみても各種行動に伴なう水需要がそれぞれのパターンを持つことが示されている。本研究ではこれらの相関が社会的に集積された場合を対象としているので現時点でこれらの結果をそのまま引用することはできないが、ただ水需要行動が時刻によってある程度決定づけられるとする点はここでも十分参考にしうる。つまり集団としての水需要行動を次のように考えてみる。まず水需要行動発生其主要情報源を時刻とする。それぞれの人間が時刻を判断の基準としながら種々の行動をするものと一括表現してみる。当然、集団としては情報設定に分布が認められよう。また、情報を得ればすぐに需要行動が始まるとは限らない。たとえばほぼ正午に昼食を始めることを生活パターンとしている人が、正午から直ちに開始しうるとは限らず一種の情報の蓄積を想定しうる。需要行動の開始に伴ない用水需要が発生するものと考えられるが、それぞれの行動と需要との相関は一定しない。次章に検討するように、水に対する価値感も関連してそれぞれの行動が水量・水質需要発生として具体化するであろう。

以上は人間それぞれの自由な行動が集団として集積された場合についての総括的な表現である。個々の人間行動についての厳密な追跡にはさらに数多くの行動決定因子の考察が必要で、上記のごとき、単純な表現は適用対象に十分注意が必要である。

2・3節 需要時間変動のモデル考察

前節での水需要発生に関する総括的表現を概念図を用いてつぎのように説明することができる。図2・3のように人間集団を一つの円としてとらえるとき、水需要行動開始のインフオメーションとして時刻がインプットされる。その結果需要行動が発生し、需要を誘発してこれがアラトラットとなるものとする。これらの時間関係は図2・4に示す。時刻インフオメーションを得ても即刻需要行動に結びつくとも考えられないので、ここでは情報の社会的蓄積を考慮する。

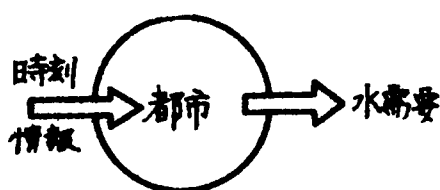


図2・3 需要発生モデル
(その1)

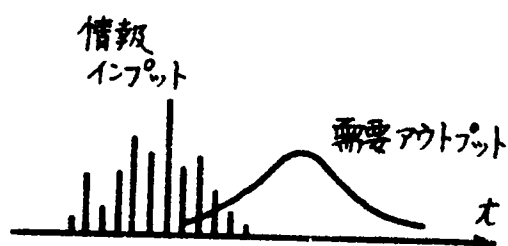


図2・4 需要発生モデル(その2)

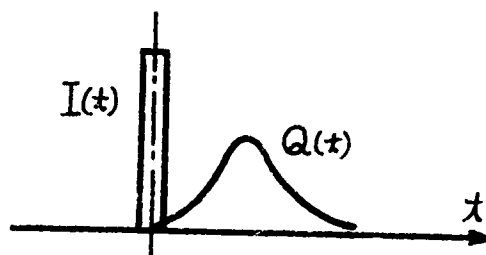


図2・5 需要発生モデル(その3)

図2・4に示すインプット分布は何らかの確率分布関数で表現しうる性格を有するとも考える。図2・5に示すようなある任意の情報インプットに対応する需要発生を以上のモデル表示に従って数式表現すれば次式をえる。

$$k \cdot I(t) = Q(t) + \frac{dQ(t)}{dt} \quad (2 \cdot 1)$$

ここで、 t は時刻、 $I(t)$ は時刻 t に関するインプット情報量、 $Q(t)$ は $I(t)$ によって誘発される需要水量、 k は情報が需要行動を通じて需要水量に変換される変換率とする。ラプラス変換変数 s を用いて上式を書きかえたのが次式である。

$$Q(s) = \frac{k}{(1+s)} \cdot I(s) \quad (2 \cdot 2)$$

2・3・1 標準需要パターンのモデル化

ここで、一般に確率分布関数と考えられる $I(t)$ を最も簡単に、ある平均時刻を中心として前後に直線的に増減分布するものと考えれば、図2・4は図2・6のように表わされる。発生需要の特性は基本的には以上の想定からまわ

かるように、1) インプット情報の大きさと時間間隔(A と t_0)、2) 情報の蓄積長さおよび3) 需要行動の水需要への変換率によって決定づけられるようモデルを考察していることになる。この場合、図2・7に示すインプット増加部分の $I(s)$ は次のように表わされる。

$$I(t) = \frac{A}{t_0} \cdot t, \quad (t < t_0) \quad (2 \cdot 3)$$

$$I(s) = \frac{A}{t_0} \cdot \int_0^{t_0} t \cdot e^{-st} \cdot dt = \frac{A}{t_0 \cdot s^2} (1 - (1 + t_0 \cdot s) \cdot e^{-s \cdot t_0}) \quad (2.4)$$

式(2.2)および式(2.4)より、図2.7のインプットに対応する発生需要水量は次のように表わされる。

$t < t_0$ のとき

$$Q(t) = \frac{k A}{t_0} (e^{-t} + t - 1) \quad (2.5)$$

$t \geq t_0$ のとき

$$Q(t) = \frac{k A}{t_0} \{ e^{-t} + (t_0 - 1) \cdot e^{-(t-t_0)} \} \quad (2.6)$$

図2.8に示すインプット減少部分の $I(s)$ に対応する発生需要水量を式(2.5)、式(2.6)と同様に求め、両者の積み重ねによって次式を得る。これらは図2.6でのアウトプットとしての発生需要水量を表わす。

$$\left. \begin{aligned} 0 < t \leq t_0 \text{ のとき, } Q(t) &= \frac{k A}{t_0} (e^{-t} + t - 1) \\ t_0 < t \leq 2t_0 \text{ のとき, } Q(t) &= \frac{k A}{t_0} (e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_0)} + 2t_0 - t + 1) \\ t > 2t_0 \text{ のとき, } Q(t) &= \frac{k A}{t_0} (e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_0)} + e^{-(t-2t_0)}) \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

つまり、図2.6に示すように三角近似可能な分散時刻情報が都市集団にインプットされると、情報の強さ $[A]$ 、および分布 (t_0) に対応して情報が需要発生に転換され(転換率、 k)、上式

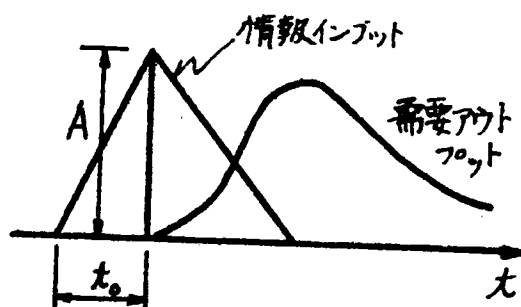


図2.6 需要行動分布と需要発生モデル

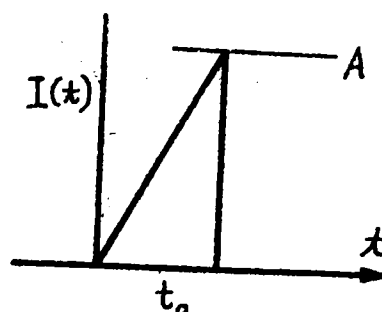


図2.7 需要行動分布(その1)

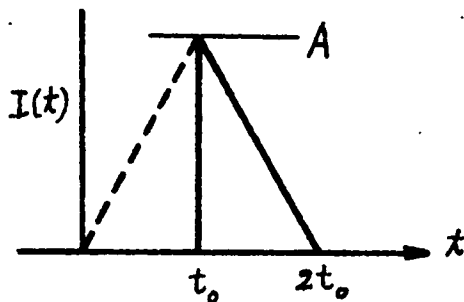


図2・8 需要行動分布(その2)

(2・7)に示すような需要が発生するものと考えている。各発生需要特性を A 、 t_0 および k で表現しようとする簡略化している。また近似的とはいえ情報インプットに分布を考慮したのは人間集団としての多様性の表現に努めたものである。原則的には集団内のそれぞれの需要行動について以上のモデル検討を行ない、それぞれ独自の A 、 t_0 、および k を求め、それぞれ別個

に $Q(t)$ を算定しその総和を総発生需要量とすればよい。しかし本文ではモデルの総括的な精度とモデルの目的から判断して、以上の考察適用範囲をひとまず極力総括的な需要行動のみに限定する。同時に、以上では需要発生プロセスを1.時刻情報のインプット、2.行動開始 3.需要発生、の3段階に分割して考察してきたが、以後の総括的取扱いにおいては1.と2.を区別することなく、一括して取り扱うことにする。つまり、時刻情報に直結する需要行動の発生が需要を誘発するものとする。ところで、従来、上水需要水量一日時間変動実績は一般に二つのピークを有する変動パターンを示すと知られている。これより集団需要行動の総括表示として、午前の水需要行動と午後の水需要行動を考慮する。

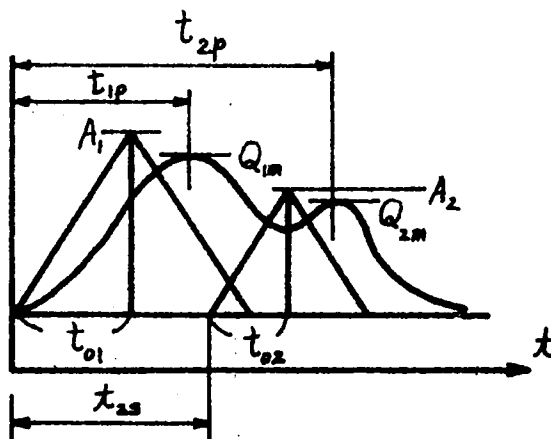


図2・9 標準時間需要モデル

一日の典型的な需要行動を午前午後に分けて図2・9に示すような各種の記号を用いて表現してみる。

この場合、時刻 t における需要量は式(2・7)の合成によって以下のように表わされる。

a) $0 < t \leq t_{01}$ のとき,

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} + t - 1 \} \quad (2.8)$$

b) $t_{01} < t \leq 2 t_{01}$ のとき,

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_{01})} + 2 \cdot t_{01} - t + 1 \} \quad (2.9)$$

c) $2 t_{01} < t \leq t_{2S}$ のとき,

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_{01})} + e^{-(t-2 \cdot t_{01})} \} \quad (2.10)$$

d) $t_{2S} < t \leq (t_{2S} + t_{02})$ のとき,

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_{01})} + e^{-(t-2 t_{01})} \} \\ + \frac{k A_2}{t_{02}} \{ e^{-(t-2 \cdot t_{01})} + (t-2 \cdot t_{01}) - 1 \} \quad (2.11)$$

e) $(t_{2S} + t_{02}) < t \leq (t_{2S} + 2 t_{02})$ のとき,

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_{01})} + e^{-(t-2 \cdot t_{01})} \} \\ + \frac{k A_2}{t_{02}} \{ e^{-(t-2 \cdot t_{01})} - 2 \cdot e^{-(t-2 \cdot t_{01} - t_{02})} + 2 \cdot t_{02} - (t-2 \cdot t_{01}) \\ + 1 \} \quad (2.12)$$

f) $(t_{2S} + 2 t_{02}) < t \leq 24$

$$Q(t) = \frac{k A_1}{t_{01}} \{ e^{-t} - 2 \cdot e^{-(t-t_{01})} + e^{-(t-2 t_{01})} \} \\ + \frac{k A_2}{t_{02}} \{ e^{-(t-2 \cdot t_{01})} - 2 \cdot e^{-(t-2 \cdot t_{01} - t_{02})} + e^{-(t-2 \cdot t_{01} - 2 \cdot t_{02})} \} \quad (2.13)$$

2.3.2 一般需要パターンのモデル化

前節では生活用として最も標準的な団地などにおける典型的な生活用上下水需要について検討を加えてきた。しかし、一般の生活集団における生活行動は多様で、あらゆる場合に前節での標準モデルを適用しうるとはいえないだろう。特に集団規模が大きくかつ多様化するにつれて種々の生活行動パターンは平均化される可能性がある。

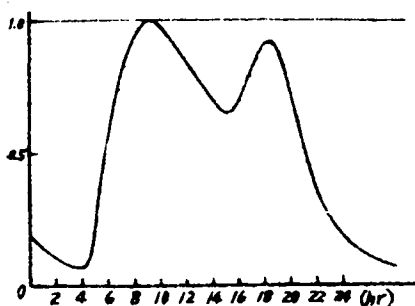


図2・10 わが国における平均的
時間需要パターン（文
献〔2・4〕より）

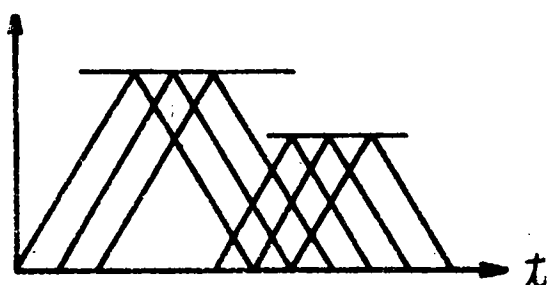


図2・11 需要行動分布の地域すれ

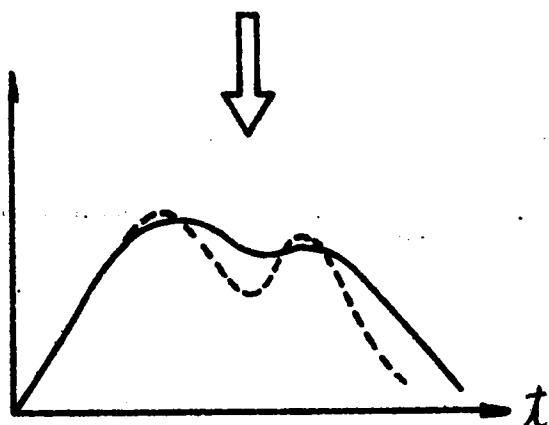


図2・12 需要の平均化

わが国諸都市における最も平均的な需要時間変動は図2・10に示すように日中需要減少期に平均化が認められる。〔2・4〕。これらの場合すでに検討した標準モデルではその特性を表現しきれず、つぎのような考察が必要になる。

ある地域集団を取り上げた場合に、その地域集団がいくつか特性の異なる集団で構成される場合、前節での標準モデルは個々の集団には適用できるが全体地域集団に適用できるとは限らない。たとえば標準パターンと前後に1時間行動パターンにずれ

のある3集団からなる地域での水需要行動は図2・11のように表わされる。この場合、地域集団としての総需要は図2・12に示すようにピークが平均化される。

地域集団としての上水需要発生を一般的に取り上げる場合は上述のように特性の異なる個々の集団特性を合成すればよい。ただ、一つの地域集団の構成を明確に分割することは必ずしも容易でないことも多いので、後に記すような注意が必要となる。

以上、一般の需要発生は図2・11にも示すように、標準パターン分析の合成によって検討可能であることを示した。合成法に対する一つの簡便法としては需要水量算定結果を合成するかわりに、

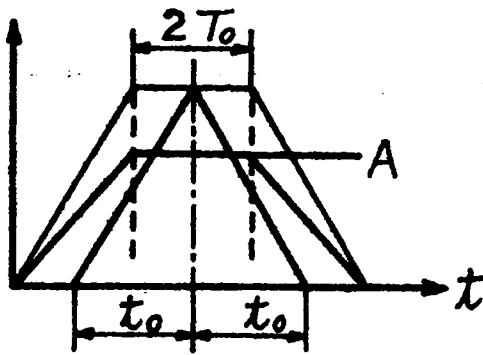


図 2・13 需要行動分布の平均化

最初から情報インプットを図 2・

13のようにインプット量を等しく
(面積を等しく) 台型化する方法もある。

図 2・13にもとづく需要発生曲線は、
式 (2・5) などに対応して次のよう
になる。

$0 < t \leq t_0$ のとき、

$$Q(t) = \frac{kA}{t_0} \{ e^{-t/t_0} + t - 1 \} \quad (2 \cdot 14)$$

$t_0 < t \leq (t_0 + 2T_0)$ のとき、

$$Q(t) = \frac{kA}{t_0} \{ e^{-t/t_0} - e^{-(t-t_0)/t_0} + t_0 \} \quad (2 \cdot 15)$$

$(t_0 + 2T_0) < t \leq (2t_0 + 2T_0)$ のとき、

$$Q(t) = \frac{kA}{t_0} \{ e^{-t/t_0} - e^{-(t-t_0)/t_0} - e^{-(t-t_0-2T_0)/t_0} + 2t_0 - t + 2T_0 + 1 \} \quad (2 \cdot 16)$$

$(2t_0 + 2T_0) < t \leq 24$ のとき、

$$Q(t) = \frac{kA}{t_0} \{ e^{-t/t_0} - e^{-(t-t_0)/t_0} - e^{-(t-t_0-2T_0)/t_0} + e^{-(t-2t_0-2T_0)/t_0} \} \quad (2 \cdot 17)$$

そこで、図 2・9に対応して、図 2・14に示す水需要行動インプットを想定してみる。応答曲
線としての需要水量は、上に求めた式 (2・14) から式 (2・17) の基本曲線を合成するこ

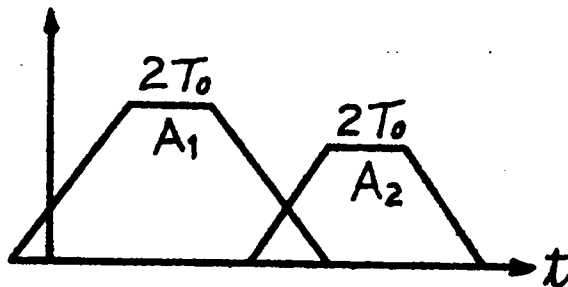


図 2・14 平均化がみられる場合
の 1 日需要行動分布

とによって、式 (2・8) か
ら式 (2・13) と同様に求め
めうる。たとえば、一例とし
て、 $24 \geq t > (t_{2s} + 2T_0 + 2t_{0s})$ のとき、つぎのよ
うに表わすことができる。

$$Q(t) = \frac{kA_1}{t_{01}} \left\{ e^{-\frac{(t+T_0)}{t_{01}}} - e^{-\frac{(t+T_0-t_{01})}{t_{01}}} - e^{-\frac{(t-t_{01}-T_0)}{t_{01}}} + e^{-\frac{(t-2t_{01}-T_0)}{t_{01}}} \right\} \\ + \frac{kA_2}{t_{02}} \left\{ e^{-\frac{(t-t_{2s}+T_0)}{t_{02}}} - e^{-\frac{(t-t_{2s}+T_0-t_{02})}{t_{02}}} - e^{-\frac{(t-t_{2s}-t_{02}-T_0)}{t_{02}}} + e^{-\frac{(t-t_{2s}-2t_{02}-T_0)}{t_{02}}} \right\} \quad (2.18)$$

2.3.3 モデルに基づく変動基本特性の分析

すでに述べたように、都市における上水需要時間変動実績値は図2・9中曲線で示すごとく二つの需要ピークからなるのが一般的とされている。ここでまず曲線として現れる需要特性をこれまでの考察をもとに端的に把握することを試みる。実績曲線に現われる二つのピークをそれぞれ1, 2とサフィックス表現し、実績値からピーク水量 Q_{1m} , Q_{2m} , およびピーク出現時刻 t_{1p} , t_{2p} を求める。これらの実測可能値から需要の特性分析を行なうために需要発生原因である需要行動特性を分析すればよい。各種記号を図2・9に示すように設定するとき、 t_{1p} , t_{2p} , Q_{1m} , Q_{2m} を用いて A_1 , A_2 , t_{01} , t_{02} , k (ピーク1, 2に共通)を求めることを試みる。いま午後の水需要行動開始時点 t_{2s} を設定可能と考えてみる。たとえば、午後の水需要行動は正午以後に行なわれるものとみなして、 t_{2s} を正午と設定するとか、図2・9における実績曲線で第1ピークと第2ピーク間の極小点時刻より推定するなどである。

さて、第1ピーク条件より次式をえる。

$$t = t_{1p} \text{ にて, } \frac{dQ(t)}{dt} = 0 \quad (2.19)$$

$$\text{これより, } t_{01} = t_{1p} + \log_e \left(\frac{1+e^{-t_{1p}}}{2} \right) \quad (2.20)$$

つぎに、 $Q(t_{1p}) = Q_{1m}$ より、次式をえる。

$$kA_1 = \frac{Q_{1m} \cdot t_{01}}{t_{1p} + 2 \log_e \left(\frac{1+e^{-t_{1p}}}{2} \right)} \quad (2.21)$$

第1ピーク実績値を用いて、式(2.20), (2.21)より午前の需要特性値を算定しうる。

第2ピークの分析も同様にピークの極値条件より、次の関係をえる。

$$t_{02} = \frac{t_{2p} - t_{2s}}{\{2 - (Q_{2m}/kA_2)\}} \quad (2.22)$$

$$kA_2 = \frac{Q_{2m} - t_{02}}{(2 \cdot t_{02} - t_{2p} + t_{2s})} \quad (2.23)$$

これらは、一般的に解けない。厳密には次式によって試行錯誤的に t_{02} , kA_2 を求めなければならぬ。

$$\frac{Q_{2m}}{(2 \cdot t_{02} - t_{2p} + t_{2s})} \{ -e^{-(t_{2p}-t_{2s})} + 2 \cdot e^{-(t_{2p}-t_{2s}-t_{02})} - 1 \} = K \quad (2.24)$$

$$\text{ただし, } K = \frac{kA_1}{t_{01}} \{ e^{-t_{2p}} - 2e^{-(t_{2p}-t_{01})} + e^{-(t_{2p}-2 \cdot t_{01})} \} \quad (2.25)$$

ところで、K値を一般需要実績から Q_{2m} と相対的に評価すれば、ほぼ 10^{-2} のオーダーの微小値であることがわかる。近似的にK値を無視する場合、次の近似式をえる。

$$t_{02} = (t_{2p} - t_{2s}) - \log_e \left\{ \frac{2}{1 + e^{-(t_{2p}-t_{2s})}} \right\} \quad (2.26)$$

式(2.23), 式(2.26)より午後の需要特性値を算定しうる。一方、2・3・2に取り上げた一般需要の場合も、以上の検討と同様にして、 $(t_0 + T_0 < t \leq t_{2s})$ に第1ピーク需要があり、 $(t_{2s} + t_{02} + 2T_0 < t \leq t_{2s} + 2T_0 + 2t_{02})$ に第2ピーク需要がある場合、次式から需要行動特性を求めうる。

$$t_{01} = t_{1p} - \log_e \left\{ \frac{e^{-T_0} + T_0}{1 + e^{-(t_{1p} + T_0)}} \right\} \quad (2.27)$$

$$kA_1 = Q_{1m} \cdot t_{01} / \{ e^{-(t_{1p}+T_0)} - e^{-(t_{1p}+T_0-t_{01})} - e^{-(t_{1p}-t_{01}-T_0)} + 2t_{01} - t_{1p} + T_0 + 1 \} \quad (2.28)$$

$$t_{02} \approx (t_{2p} - t_{2s}) - \log_e \left\{ \frac{e^{-T_0} + e^{T_0}}{1 + e^{-(t_{2p}-t_{2s}+T_0)}} \right\} \quad (2.29)$$

$$KA_2 \approx Q_{2m} \cdot t_{02} / \{ 2 \cdot t_{02} - (t_{2p} - t_{2s}) + T_0 \} \quad (2.30)$$

なお、一般都市の場合以上の検討に先だち、標準曲線の合成法あるいは台型インフラット近似にお

ける T 。の決定が必要である。この点については一般に需要の平均化が需要曲線における極大極小値の減少として把握しうるものと考えられるので、次に示す実績値の分析を通じて検討を加える。つまり、実績値における昼間需要の極値比から対象とする需要集団の構成を推論し、標準曲線の合成あるいは T 。の決定を可能にする。

2・4 節 わが国における需要時間変動の分析とモデルの検証

まず、分析の基本となる標準モデルの検証をも目的として、典型的生活用水需要としての特徴が明確なわが国一般団地における給水実績を取り上げてみる。団地は一般に通勤者の居住地として生活用水以外の需要はあまり考えられず生活行動もある程度均一と考える。

図2・15から図2・17は任意にとり上げた団地給水実績をプロットしたものである〔2・5〕。これら実績をひとまず標準曲線と想定して分析を進めてみる。なお、標準パターンでの日平均水量に対するピーク時水量の比はほぼ1・9程度であることがわかる。さらにまた実績パターンよ

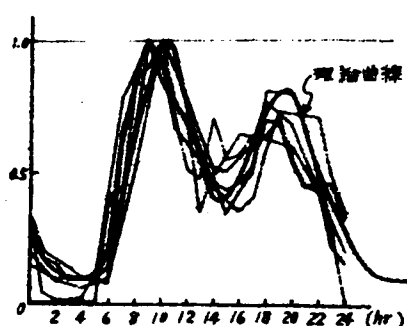


図2・15 団地給水実績と理論
需要曲線(その1)

り基本水量(変動に関係しないbase flow)

は0・1, $Q_{1m}=0.9$, $t_{1p}=5.0$,

$Q_{2m}=0.7$, $t_{2p}=1.4$ を容易に求めう

る。これらの数値より特性を分析するが、いま午後の需要行動は正午に始まるものとみなせば $t_{2s}=12.0-5.0=7.0$ 。以上の値

から式(2・20), 式(2・21)より,

$t_{01}=4.3$, $kA_1=1.06$, さらに式

(2・22), 式(2・23)より $t_{02}=6.3$

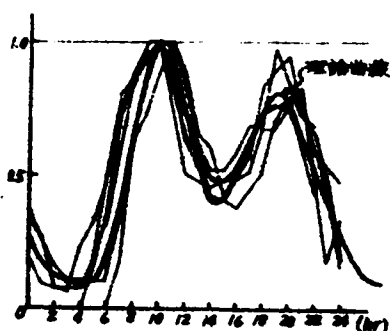


図2・16 団地給水実績と理論
需要曲線(その2)

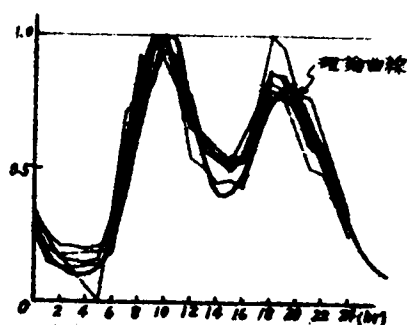


図2・17 団地給水実績と理論
需要曲線(その3)

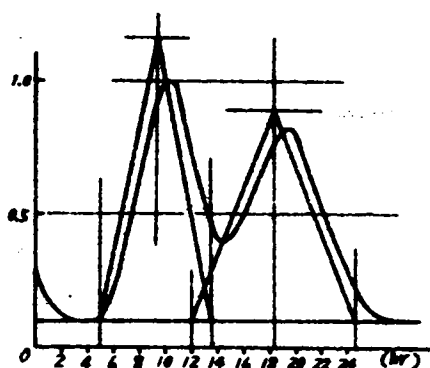


図2・18 給水実績からの
需要行動分析例

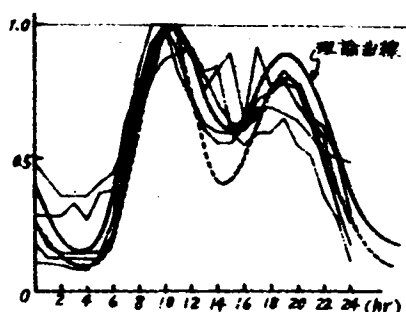


図2・19 平均化の認められ
る団地給水実績

$kA_2 = 0.79$ を算定しうる。その結果、需要誘発原因である需要行動を図2・18中に併記するように定量化しうる。需要行動と需要発生の日時ずれはほぼ1時間であること、あるいは午前と午後の需要行動の強さ、分布も明確になる。

以上算定した $t_{0.1}$ 、 kA_1 などの値を用いて式(2・8)から式(2・13)を数値計算した結果を図2・18に示しているが、同時に図2・15から図2・17の実績値にも併記してみた。図からも明らかなように、十分な適合度を認めることができる。生活様式がほぼ一様と思われる地域に対し、以上に検討した標準モデルの考察が十分妥当なものであることを認めうる。同時に、わが国における一般団地の水需要行動を次のように指摘できよう。つまり、午前の水需要行動は午前5時ころより始まり、9時すぎにピークに達する。実際の水需要は行動開始からほぼ1時間遅れる。午後の水需要行動は午後6時ころがピークで、行動の分散度は午前の行動が約8時

間であるのに対し、約12時間と長い。反面、行動のピークが午後は午前の約85%で集中度が少ないことがわかる。

ところで、同じ団地需要実績のうち以上に示した実績と若干異なったパターンを示すものを集めたのが図2・19である。すでに算定した図2・18の標準パターンを破線にて図中に併記しているが、図からも明らかなように昼間需要の極値比に減少が認められ、需要の平均化が現れている。こういった場合は一般需要パターンとしての分析が必要となる。いいかえれば、この団地では異質の需要パターンを持つ生活集団が共存しているものと推定できる。そこで以下、実績需要量から逆に集団構成を推論する手法について次に簡単に検討を加えておく。特性の異なる多集団が共存する場合、総需要に表われる特徴はすでに述べたようにピーク需要の平均化といえる。

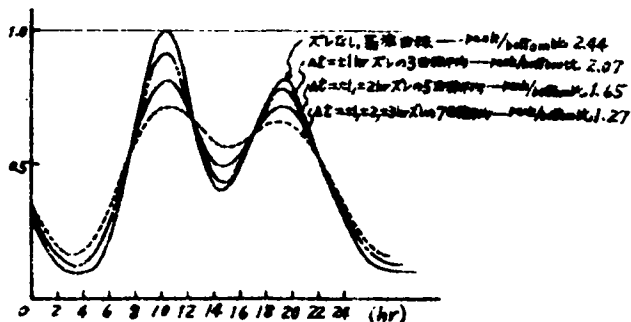


図2・20 時間ずれのある標準需要
の合成と平均化理論曲線

最も簡単に標準パターンがそれぞれ図2・11にも示すように時間的に前後にずれる集団が共存する場合、総需要がいかにより平均化されるかを表わしたのが図2・20である。異質集団の共存の程度によって平均化が進み、昼間時間需要量の極大極小比が小さくなる。この場合の時間ずれ値と極大極小比を図示したのが図2・23である。ここで時間ずれ値が±1時間、±2時間、および±3時間、それぞれ標準パターンより時間のみずれた水需要行動パターンを持つ合計7集団が共存する場合を指す。この結果を活用して、一般需要曲線の、昼間需要から極大極小比を算出すれば対象とする需要集団の構成をある程度推論しうる。その結果にもとづき、個々の構成集団に分割し、それぞれに標準パターン分析を適用することが可能になる。すなわち、分析の分割と統合が可能になる。ただ、図2・20、図2・23は時間のみずれた均質集団が共存する場合で、一般的には共存する集団が均質とは限らない。厳密には極大極小比のみで不均質集団の分割は不可能で、以上の方法は一つの目安を与えるにとどまる。図2・19に、上で求めた時間ずれが±2の結果を併記してあるが、これらの結果からこれらの団地における需要集団の構成についても言及しうるようになる。

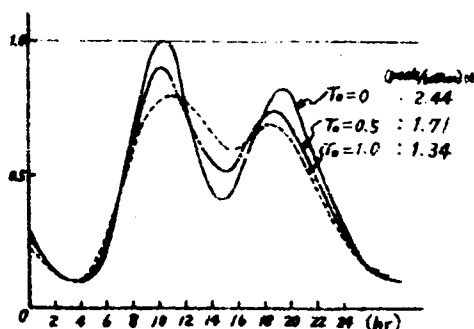


図2・22 需要行動分布の台形比
と需要曲線の平均化

さらに、以上と同じ目的で、インプットの台型表示による平均化についても簡単に検討を加えておく。

図2・22はT値の変化に応ずる需要量の平均化を示す。ここでも極大極小比の減少がみられ、需要に平均化を認めることができる。平均化の程度を極大極小比を用いて表わしたものを図2・23に併起する。先の結果と比較すれば興味深い。

図2・23に最も基本的な一般需要パタ

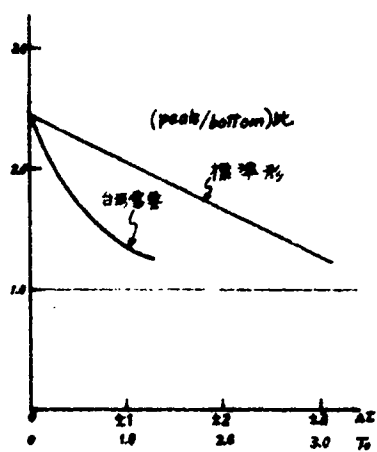


図2・23 需要曲線の平均化と
極大，極小比の関係

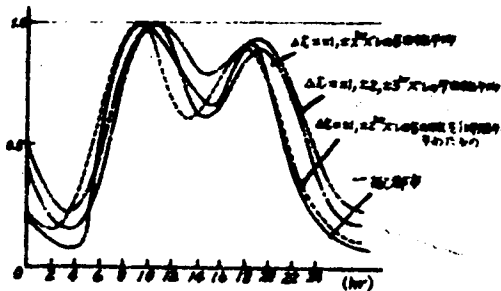


図2・24 わが国一般都市における需要行動分布の分析

ーンおける平均化の程度を例示しえたので、これらの結果を活用すれば一般需要変動の分析が容易になる。すなわち、あらゆる分析に先だち、実績値における極値比を算定し、図2・23から需要集団の構成を推論しておく。集団構成を定量的に把握した後の需要変動の特性分析法はすでに述べた通りである。

なお、大都市などを含む一般都市での典型的な需要変動実績は図2・10のように報告されているが、図2・24図に示す検討曲線からも明らかなように5種以上の異質の需要集団によって都市が構成されていると考えるのが妥当のようである。

以上、不完全ではあるが一応のモデル検証をも行ないその適合性についても論述してきた。この種の簡単な特性表示は誤用すれば大きな誤解を招くが、適切に活用すれば、需要特性の総括相対評価に効果的である。さらに後にも述べるように、需要特性を可制御要因で表示しているところに、今後の需要制御にもたらす効果は大きいものとする。なお、以上では分析の第一歩として、午前午後の需要行動という総括的把握にとどまっているが、今後分析が進み資料が集積されるにつれて需要行動を細分表示できるので、その発展性も大きいものとする。

2・5節 需要発生特性と弾力性

以上、上水の需要発生特性を常に発生原因行動と関連づけながら展望してきた。特に需要行動の表現としては可制御因子を用いることに留意したので現時点ではきわめて総括的に、行動の時間パターン(A, t。)と平均化にみられた地域性(行動の合成)を問題にすればよい。また、行動と需要発生との相関は単に転換率としてのk値のみを採用してきた。問題はこれらの限定因子による需要量表現あるいは特性分析がいかなる意義を有するか、有意な特性を表現しうるかどうかである。

さて、時間需要特性は変動パターンから評価するのが最も一般的であるが、需要パターン特性を最も端的に表示するものとして、すでに図示してきたようにピーク需要、あるいは昼間需要極小点がある。先に示したこの両者の比分析から需要の地域特性を指摘したこともその一例である。

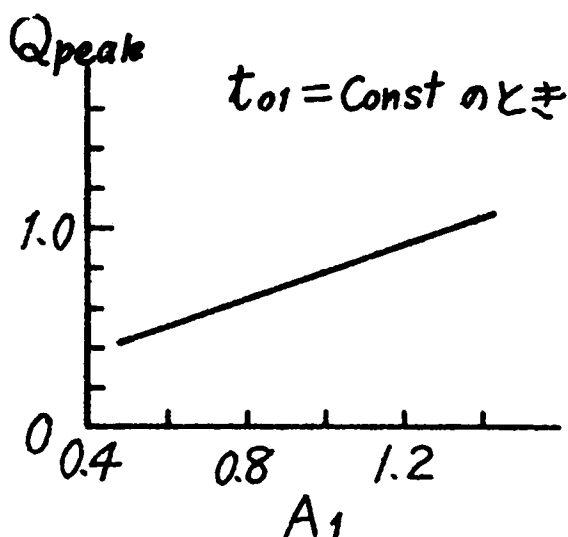


図2・25 需要行動の変化と第1
ピークの需要量の変化

したがって、需要特性を調べるために、需要の発生原因因子である需要行動の量(A)、時間分布(t_0)さらに需要者の水に対する価値意識(k)がピーク需要および需要極小点のいかに影響を及ぼすかを分析すればきわめて有効であろう。最も簡単には式(2・9)より、需要の最大ピーク値(第1ピーク)はつぎのように求められる。

$$Q_{1m} = \frac{k A_1}{t_{01}} \left\{ (2 \cdot e^{t_{01}} - 1)^{-1} - 2 \cdot e^{-\{ \log_e (2 \cdot e^{t_{01}} - 1) - t_{01} \}} + 2 t_{01} - \log_e (2 e^{t_{01}} - 1) + 1 \right\} \quad (2 \cdot 31)$$

上式より、需要行動量および分布時間(A_1 , t_{01})の変化に伴う Q_{1m} の変化を図2・25に示すように求める。ここでは A_1 , t_{01} が相互に単独に変化した場合を示す。 A_1 の増大に伴い Q_{1m} は比例的に増大するが、 t_{01} の増大が招く Q_{1m} の増大はそれほど顕著でない。一方、 A_1 , t_{01} が変化しても行動総量が不変のとき、つぎの関係をえる。

$$A_1 \cdot t_{01} = Q_0 \quad (2 \cdot 32)$$

(ここでは Q_0 は定数)

これを式(2・31)に代入し、これからえられる Q_{1m} と t_{01} あるいは A_1 の関係を図2・27に示す。この場合、 t_{01} を大きくするということは需要行動の分布時間帯を広げ、それだけピーク時需要行動量を少なくすることを指す。図からも明らかのように、 t_{01} を現状よりも1時間ほど長くなるよう需要行動を分散させれば、 Q_{1m} 値をほぼ1割減少することができることがわかる。

上に示した一例からもわかるように、生活用途を中心とする都市用水の時間需要特性は需要行

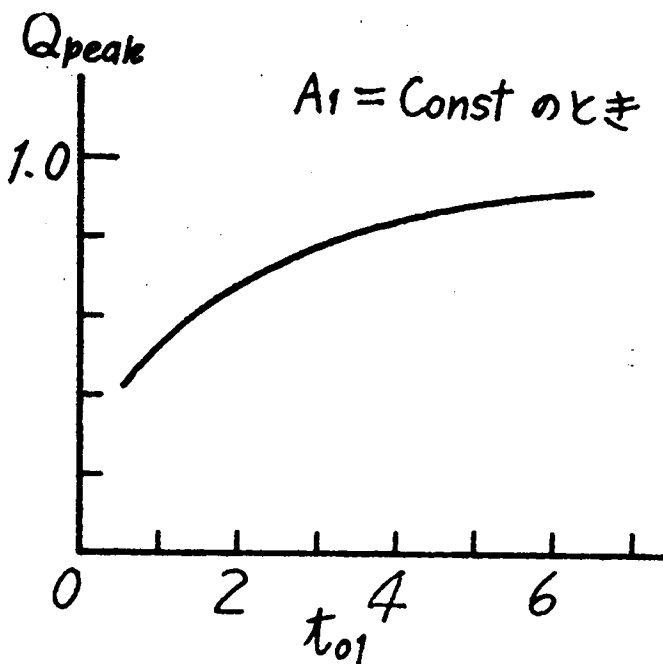


図2・26 需要行動の変化と第1ピークの需要量の変化

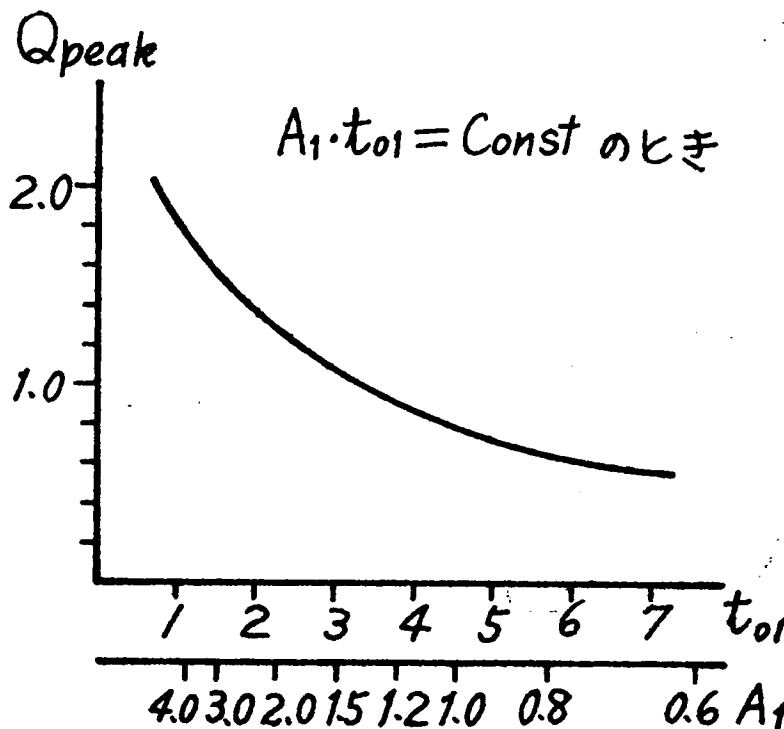


図2・27 需要行動の変化と第1ピークの需要量の変化（行動量一定のとき）

動の量およびその時間分布、さらに需要者の水に対する価値意識によって表現しうる。いかえれば標準需要パターンに関する限り需要行動の特性、価値意識の特性が需要特性を決定づけるともいえるので、需要特性の変化は需要行動の変化を追跡することによっても定量化することができる。したがって、本文に取り上げる需要の弾力性は需要行動自体の弾力性を分析することによって定量化することができるともいえる。すなわち、需要の圧縮性など需要を変化することによる影響量を水量あるいは水質問題として直接評価することは必ずしも容易でないが、これを需要行動の変化として把握できれば評価は容易になる。たとえば、一定水量を圧縮することの可否を問われてもその影響量は明確ではないが炊事などある需要行動への制約として表現される方がその影響量を明確に把握しうるなどである。具体的に、午前中の需要

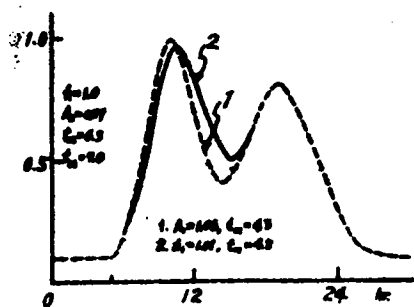


図2・28 午前需要行動の分散による需要曲線の変化

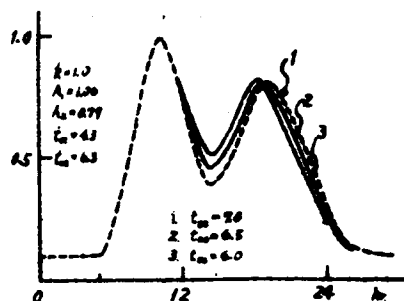


図2・29 午後需要行動開始時刻を早める場合の需要曲線の変化

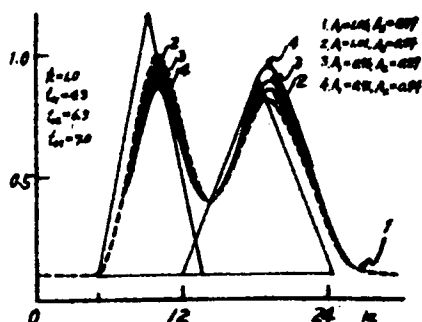


図2・30 午前需要行動を午後ふりかえる場合の需要曲線の変化

行動を拡大し、行動を分散させる場合の需要発生量を式(2・8)などから求めたのが図2・28である。同様に、午後の需要行動開始時刻を早めるときの影響量を図2・29に示す。さらに、午前中の需要行動を一部午後にふりかえた場合、図2・30に示すように需要ピークの平均化が現れる。たとえば現状では午前中に行なわれるものと予測できる洗濯が乾燥機などの出現により午後にも行ないうるようになれば図のように平均化されるはずである。これらの例にもみられるように都市における水需要は都市における平均的需要行動パターンの変化に対応して弾力化されうる可能性を保有する。図2・31は考慮しうる種々の需要行動変化に伴う需要パターンの変動範囲を示したものである。ここでは午前、午後の需要行動の変化、需要行動分布時間の変化さらに午後の需要行動開始時刻の変化に伴う需要変動を網羅している。

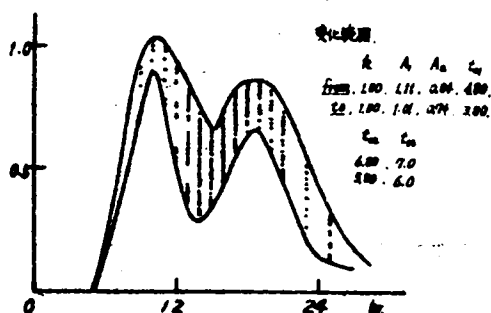


図2・31 考慮しうる需要曲線変動範囲(弾力性)

この図より都市用水需要量が弾力化されうる範囲を推定しうる。ただ、以上需要行動はあくまで都市全体としての平均的行動を取り上げているのでこれを変化することは決して容易でない。なお、この場合、日平均水量に対するピーク時水量の比率は高々1・8程度までしか圧縮されないこともわかる。都市全域に関係する著しい原因たとえば雨天などなければ都市住民の生活行動を平均的に変化することには大きな限界がある。したがって図2・31に示した需要の弾力性はあくまで可能性を示すもので、実際はそれほど大きな行動変化を期待しえないのでその弾力性をもっと限定されたものとするのが妥当であろう。かかる観点から1日などある特定期間における需要の弾力性をみれば、すべて需要行動が密接に関連しているところから、意外とその弾力性は小さいことが明らかとなる。いかえれば、施設設計段階などで考慮しなければならない日需要量の弾力性としては2つのピークを伴う需要曲線自体が問題になるともいえるようである。ただ、いずれにしろここでは都市住民個人の需要変動あるいはその弾力性を特に問題にしていない。これは都市給水者としての上水道の使命をあくまで公共事業としての社会給水として把握しているからに他ならない。全住民個々の需要に立脚した給水事業は公益事業たりえないとも判断するので、上水道としては本章に取り上げてきた需要の弾力性を考慮しておけばほぼ十分であろう。

以上、発生現象に比較的忠実に特性を追跡してきた。そこで、上に述べた上水道の社会的性格をも考慮して、つぎにより総括的な特性について検討を加えてみる。

一般に非定常状態における種々の分析評価の方法として発生した変動量とその変動を誘発した原因要素の変量から評価を求める方法がある。

評価＝「変動がもたらす効果の変化量」／「原因要素の変量」

この方法は評価を正確に表わすことを目的とし、任意原因の要素追加（あるいは減少）した1単位によって余分に生ずる（減少する）効果によって評価を行なうもので、限界価値あるいは付加価値などによばれるものである。

この方法では実験的あるいは概念的に需要関係の微小変動と影響量を求めるかわりに、非定常な需給関係における任意の自然変動量をとらえ、原因と考えられる因子を限定してゆき、変動原因となる要因の評価を行なうとともに、間接的、直接的に各水量規模における評価を行なうわけである。つまり、非定常で自然的な需要集団としての総括的な変動現象を用いて、給水目的の評価を行なうので、新たに人為的ないしは実験的な原因要素の変動を考慮する必要はない。

ところで、上に示した評価法で最も重要な問題は原因因子の変化に対応して変動する評価基準として何を選定するかである。ここでは、従来の上水道における給水目的が需要総量の完全給水にあるとみなして、まず需要総量を給水目的として取り上げてみる。1日当り需要総量をひとまず評価基準とする考え方である。総量以外には時間最大量が施設規模決定など評価基準因子とし

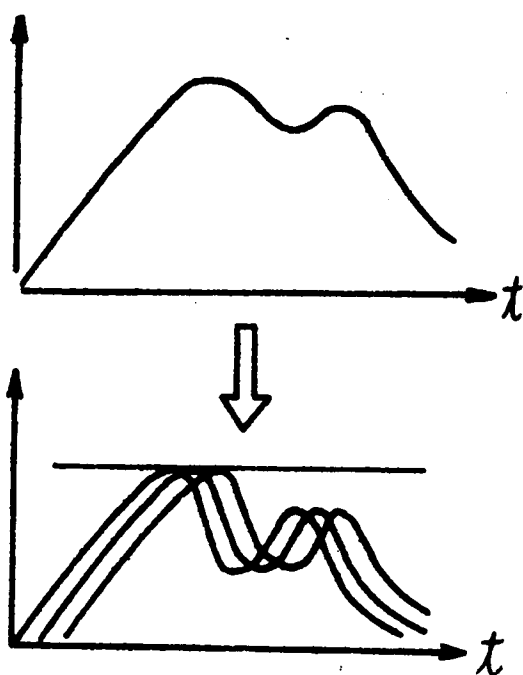


図2・32 一般需要曲線の分析

て重要であるが、ここでの総括検討では需要総量がまず重要であろう。したがって、特性分析の有意性は原因因子としての A 、 t_0 、および k 値などの特性が需要総量といかなる相関を持つかの考察によってある程度明確になる。

さて、1日需要総量は前節にて検討した時間需要曲線の積分値として決定される。一般需要曲線は図2・32にも示すように近似的には前々節の標準需要の和あるいは平均曲線として表現しうる。したがって基本的な需要総量と原因因子の相関は標準需要曲線積分値と各原因因子の関係から明らかになる。

式(2・13)など式(2・7)の

合成による標準需要曲線の積分値としての日総需要量 \bar{Q} は次式によって表わされる。

$$\begin{aligned} \bar{Q} = & \frac{kA_1}{t_{01}} \left\{ 2 \cdot e^{-(24-t_{01})} - e^{-(24-2t_{01})} + (t_{01})^2 \right\} + \frac{kA_2}{t_{02}} \\ & \times \left\{ 2 \cdot e^{-(24-t_{02})} - e^{-(24-2t_{02})} + (t_{02})^2 \right\} + (\text{基本水量}) \times 24 \end{aligned} \quad (2 \cdot 33)$$

近似的に次式をえる。

$$\begin{aligned} \bar{Q} \cong & \left\{ kA_1 t_{01} + kA_2 t_{02} \right\} + (\text{基本水量}) \times 24 \\ \cong & k(A_1 \cdot t_{01} + A_2 \cdot t_{02}) + (\text{基本水量}) \times 24 \end{aligned} \quad (2 \cdot 34)$$

総需要水量は需要行動の量、継続時間、および行動から需要発生への転換率によって決まるというきわめて当然な結果をえる。先に示した特性評価の方法によるまでもなく、各行動特性(A 、 t 、 k)が総需要 \bar{Q} に与える影響は一次関係で表現される。たとえば、次式をえる。

$$\frac{\Delta \bar{Q}}{\Delta k} \cong \frac{\partial \bar{Q}}{\partial k} = A_1 \cdot t_{01} + A_2 \cdot t_{02} \quad (2.35)$$

$$\frac{\Delta \bar{Q}}{\Delta A_1} \cong \frac{\partial \bar{Q}}{\partial A_1} \cong k \cdot t_{01} \quad (2.36)$$

上式を定量化できれば、需要行動もある程度定量的に評価することが可能になるが、同時に総需要に対するこの種の分析がきわめて総括的なものであることもわかる。

2・6 節 結 語

以上では都市における生活行動に基因する需要時間変動について検討を加えてきた。公共事業としての都市給水という立場からみた可制御性から、需要行動をきわめて総括的に取り扱ったので、需要行動と需要発生に関連性をひとまず明らかにすることができた。需要特性は大巾に需要行動特性に依存し、需要の圧縮性などの制御性は需要行動自体の制御性によって論ずることもできるようである。結論的にいって、図2・31にも示すように、今後、需要行動の自然変化あるいは行動規制などによって都市における需要特性は十分変化しうるものと推論する。

なお、需要行動と水需要発生の相関をより明確にしておくために、需要行動が大巾に異質な場合の需要発生についても補足的に検討を加えてみた。結果を附録として第9章1節に収録しておく。

第3章 上水需要長期変動の特性分析

3・1節 概 説

前章では需要の発生特性を1日需要時間変動に立脚して考察した。需要行動を総括的に取り上げ、需要特性を需要行動分析によって明らかにしうることを示した。

一日総需要量は式(2・34)にも示したように、需要行動特性値のみによって簡単に表示でき、それぞれの行動特性が周期的でほぼ一定とみなしうる期間は日総需要水量に特に変動は考えられない。したがって、特性がほぼ一定のときは特に需要行動にふれるまでもなく、1人1日当り需要水量(q)と人口(p)によって、総括的に総需要量を次のように表わせれば十分とされてきた。

$$\bar{Q} = P \cdot q \quad (3 \cdot 1)$$

一方、長期的に需要水量に注目すれば需要行動パターン(A, t_0)の変化が予期される上に、行動の水需要への転換率(k 値)にも変化が予期できる。これらの特性値あるいは式(3・1)の1人1日当り需要水量 q は都市の性格、立地条件、給水条件、気温、需要者の家計消費景気など多くの因子によって影響をうけている。これらの影響因子に変化があれば当然需要水量も影響をうける可能性がある。したがって、これらの因子と給水量(あるいは需要水量)との相関関係を明らかにすることは、上水需要の特性を把握するばかりでなく、上水道管理の合理化を一段とすすめることはいうまでもない。前章の検討も同様の観点に立つものである。しかるに従来、これら諸因子の給水量に与える影響については、単に定性的な影響の有無を論ずるにとどまることが多く、定量的にとらえた例はきわめて少ない。

長期的にみれば家計消費景気の変化などが前章での水に対する価値観に関する k 値を徐々に変化させるものと思われ、結果的に q を変化させるものと定性的には推論できる。給水量の将来予測にあたっては、1人1日当り水量に年々の増加量を見込んでおくべきことは認めても、増加の原因を項目別に定量化して、根拠のある増加量を算出することは不可能な状態で、せいぜい普及率の上昇あるいは住民の生活様式の変化を過去の一定期間の水量変化率と同等に見込み、いくらかの安全率を加味する程度であろう。その結果給水量が予想外に早く計画目標に達したり、逆に工業用などに過大の需要を誘発したり、給水施設の遊休が生じたりしても、これらの原因を把握しにくく、いたずらに管理上の混乱を招くことにもなりかねない。

近年管理技術の進歩に伴ない、管理対象がより細部におよぶるに至るとともに、上水需要実

態の正確な把握が要求されるようになり、国の内外を問わず、需要水量の調査研究が多々みられるようになった。しかし現段階では、単に資料の統計的処理に終始したものが多く、変動原因と関連づけた分析例は、結局変動の定性的確認にとどまっている。需要の長期的な変動特性を定量的に把握することができれば、前述のk値の変化など人々の水に対する価値観の変化なども定量化することが可能になろう。前章と同様に、上水需要特性を定量的に明らかにするため、需要の原因と結果を非定常状態としてとりあげ、水量変動の特性把握を行なう方法がある。ただ、変動を起こす原因もきわめて多いので、ここでは第一段階として問題を長期的かつ巨視的にとらえ、給水事情の変化に伴う需要水量の変動、たとえば水道料金値上げに伴う需要変動、給水能力増大に伴う需要増などをとりあげて検討を加え、都市という上水の需要集団の総括的特性を明らかにしてゆくことにしたい。したがってここでの結果は、上水道の総合的な拡張計画あるいは設計・管理に際して考慮すべき巨視的需要特性の比較に用いられるが、一方このような分析が上水需要構造のより綿密な解析を行なううえで、変動要因や需要要因を掘り下げてゆくためのひとつの手がかりになるものといえよう。k値の変化に関する定量化が可能になれば、前章での検討結果がそれだけ綿密になり上水需要行動変化についても示唆しうる事項が増える。

以上述べたように本章では前章での分析をふまえた上での長期需要変動を分析対象とするので、若干分析の焦点に変化がある。前章では需要行動から需要発生に至るプロセスに注目したが、ここではそのプロセス自体の長期的変化に注目する。生活パターンの変化に伴う需要行動の長期的変化もさることながら、需要行動の需要への転換率としてのk値の長期的な変化は人々の水に関する価値観が反映するとも考えられるので、興味深い。そこで本章ではこの水の相対的価値観の追跡に重点を置きつつ需要の長期的変化を追求してみる。分析の基盤となる需要モデルとしては、前章の需要モデルが需要行動から需要発生 の過程を問題にしたもので、水の相対価値を追跡するには必らずしも十分なものではない。ここに改めて分析対象に適応した需要モデルの再検討から考察を加えてゆかなければならない。そこで以下、3・2節で需要のモデル化を再検討し、3・3節で従来わが国における長期需要変動実績を分析してみる。水の相対価値を間接的にも定量的に把握するために、需要を巨視的に上質水の需要と粗質水の需要に分割し、それぞれの水に対する価値観の差に注目することを一つの特徴とし、そこから有意な需要特性を定量化してみる〔3・1〕。

3・2節 上水長期需要のモデル化

前章に述べたように需要変動の分析を実際に可能にするためには、変動とその原因あるいは変動などのいわゆる原因と結果の関係を明らかにしておく必要がある。たとえある変動を認めても

その原因が不明であるとか、また複数の原因によって複合された変動を各原因に分割する必要のあるときなど、限界評価が実際上困難な場合も多い。前章での分析を含め個々の変動要因の積み上げによって上水需要構造を明確化し、かつ将来予測をも行なう研究が重要となるが、ここでは前記のように水の相対価値論を基盤とする需要分析を主な目的とする。そこで、目的により適合させるため、逆に需給関係を総括的な観点から検討し、一つの標準としてなるべく普遍的な需要モデルを設定し、そのうえで変動を理論的に求められるようにし、さらにこれを実際上水道における需要関係に発展させることを試みる。

3・2・1 長期変動因子の検討

長期需要関係をモデル化するに先立ち、需要が主としていかなる要因によって構成されているかを検討して、以下において用いる要因を選定しておく必要がある。長期的に需要を取り上げる場合、あらゆる原因因子の変動は、結果的にはすべて日総需要水量あるいは全需要水量の変動として現われてくるので、全需要水量が変動分析の対象となる一つの基本量であることは明らかである。一般に全需要水量は、「給水人口」×「1人当り需要水量」と表わされるが、給水人口は数的に明確で一応問題がないものとするれば、変動分析における基本量は結局1人当り需要水量であると考えてよい。すなわち長期需要変動の特性は、ある程の変動原因により、1人当り需要水量がいかに変化するかによって定まることになる。

ところで、長期的な水の価値感の変化を何らかの型で定量的に追求する以上、定量的な価値表現

が不可欠となるが、現段階では、絶対価値の数的表現はおよそ不可能であろう。高々相対価値の総括的な定量が限度といえる。一つの方法として、従来一括考慮されてきた上水の質的需要を二分して上質水の需要と比較的粗質な需要を別個に取り扱うことを検討してみる。前章での需要発生分析からみれば図3・1に示すように、需要行動そのものを二分して検討することに相当する。式(2・34)の表現によれば日総需要水量が水質別に次式として表わされることもある。

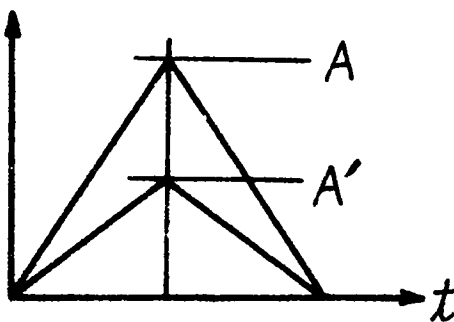


図3・1 需要行動の質的細分化

$$\bar{Q} = k_1 \cdot (A_1 \cdot t_{01} + A_2 \cdot t_{02})_1 + k_2 \cdot (A_1 \cdot t_{01} + A_2 \cdot t_{02})_2 \quad (3 \cdot 2)$$

問題を総括的に取り扱い方法として、式(3・1)に示した1人1日需要水量 q で表現すれば、 q を二分して

$$q = q_1 + q_2 \quad (3 \cdot 3)$$

と表わすことに相当する。

ここに q_1 は生活を維持するうえで不可欠の水量(生活用水)で、たとえば飲料用水とか最少

限度の風呂用水、洗濯用水、炊事用水などの1人当り需要水量である。 q_2 はどちらかといえば生活にうるおいをもたせるための水量（余裕水量）で、たとえば撒水、掃除用水、家庭用冷房用水あるいは限度量以上の風呂、洗濯、水洗便所、洗車、噴水用水などの環境用水の1人当り換算量である。

分析が相対価値評価を基盤とする長期的需要変動に関する点を考慮すれば、以上のように総括的に1人当り需要水量を取り上げ、かつこれを二分することによって常に相対比較を可能にしておくことはきわめて有効な方法と考える。さらに、需要水質差にもとづき二分することは、将来不可欠になるものと予測される上水需要の詳細な水質配分に一步前進するものといえよう。

このように用途によって需要を二分して分析する方法は、すでにGeyerら[3・2]によって試みられ、家事用水と撒水用水に分割したとき、各家庭の家計状況によって両需要水量の特性に差の生じてくることが指摘されている。しかしわが国では各家庭における撒水用水量が限られているので、アメリカの例と同様に取り扱うことはできない。そこで上記のごとく二分し、とくに q_2 の用途を抽象的な表現にとどめておく。

さてこのように生活用水と余裕水量とにわけた場合、両者の水量は各家庭の家計景気あるいは収入額に密接に影響されることは明らかで、この点についても前記Geyerらのみならず、Larsonら[3・3]によっても強調されている。すなわち q_1 と q_2 それぞれについて、各家庭における水に対する価値観が水量に反映されるものと考え、一般的には、 q_1 に対する評価は高く変動をうけにくいものであり、一方 q_2 は需要者の水に対する考え方しだいで変動をうけやすい場合が多いと考えられる。

つぎに q_1, q_2 がある変動原因に対してどのように応答するかを考えるが、ここではその基本方針を考察しておく。前に示した評価方法と関連しては、たとえば効果の変動として基本量 q の変動量(Δq)をとり、原因の変動(ΔC)を一般に経費に係づけてとりあげると、評価値($\Delta C / \Delta q$)が単位水量当りの金額としてあらわされるので、従来の考え方と対比できてきわめて好都合である。ところで需要水量変動は複数の同時原因によるものが多く、分析は必ずしも容易でない。水道料金値上げによって需要が変動しても、同時に他の原因として景気変動、気温変動などが考えられ、すべてが料金値上げに起因することは断定できない。現段階では複数の原因因子を綿密に積みあげてゆく方式が不可能なことが、需要分析を総括的に行なわざるをえない理由となっている。複数原因による場合には、まず主原因のみをとりあげ、ほかの微少な原因因子は補正消去するかあるいは近似的に無視して分析を行なうことになる。

3・2・2 長期需要の数式モデル

以下本章に用いる記号の説明を表3・1にまとめて示す。

表3・1 第3章 記号説明

a:	単位水量当り水道料金値上り額 (円/㎥)
b:	水道料金年間総支払い額の増加額 (円/年)
b':	水道料金年間総支払い額の増加係数 (円/年 ²)
C:	特に限定されない変動の原因となる因子
d:	年間給水経費の増加額 (円/年)
e:	給水人口増加率 (人/年)
E:	年間総給水経費 (円/年)
k_j :	0を含む定数, $j = 0, 1, 2, \dots, ((人 \cdot 年^2 / ㎥^3)^j)$
m_1 :	$= k_0$ ($\cong q_2 / q_1$)
M:	一時払いの拡張費 (円)
P:	給水人口 (人)
q:	年間1人当り需要水量 (㎥/人・年)
q_1 :	年間1人当り生活用需要水量 (㎥/人・年)
q_2 :	年間1人当り環境用需要水量あるいは余裕水量 (㎥/人・年)
Q:	年間総需要水量 (㎥/年)
Q_m :	給水能力 (㎥/年)
ΔQ_m :	給水能力の増大量 (㎥/年)
r:	償却のための年利率
s:	ラプラス変換変数
t:	時間 (年)
V_{q_i} :	q_i に関する評価
Z:	水道料金年間総支払い額 (円/年)
α :	単位水量当り水道料金 (円/㎥)
α_0 :	単位水量当り給水経費 (円/㎥)

基本量 q を構成する q_1 と q_2

との相互関係の一般論として、現実の上水需要から判断して q_1 と q_2 がたがいに全く独立した需要であるとは考えられない。 q_2 は q_1 の約何倍程度という表現がされるところからも、一般に q_2 は

$$q_2 = f_I(q_1) \quad (3.4)$$

によって表わしうるであろう。関数 f_I を明確に定義づけることは現段階では不可能なので、つぎのように考える。

いま変動の原因となる任意の因子を C とすれば、すでに述べたように、 dq/dC (あるいは dC/dq) は直接あるいは間接的に一つの評価を表わすものと考えることができから、

$$V_{q_i} = \frac{dC}{dq_i}, \quad i = 1, 2 \quad (3.5)$$

と定義する。

上水道においては、同一の需要者に対して q_1 と q_2 の料金は同等に扱われるので、 q_1 に対する評価にくらべて q_2 に対する評価が小さい場合は、当然 q_1 に支払う金額にくらべて q_2 に対しては少しの金額しか支払おうとしないことになる。水量的にいえば q_1 にくらべて q_2 は少ないとも考えられる。したがって q_1 と q_2 の比が、おのおのに対する評価値 V_{q_1} 、 V_{q_2} によって決まると考えてよい。これを次式のように表わす。

$$\frac{q_2}{q_1} = f_{II}(V_{q_1}, V_{q_2}) = f_{II}\left(\frac{dC}{dq_1}, \frac{dC}{dq_2}\right) \quad (3.6)$$

q_1 と q_2 はともに同質の水を扱うので、それぞれの評価はたがいに他に影響されるものと考えられ、

$$\frac{dC}{dq_1} = f_{III} \left(\frac{dC}{dq_2} \right) \quad (3 \cdot 7)$$

の表現を認めることができよう。したがって式 (3・6) はつぎのように書き改められる。

$$\frac{q_2}{q_1} = f_{IV} \left(\frac{dC}{dq_1} \right) \quad (3 \cdot 8)$$

または

$$\frac{q_2}{q_1} = f_V \left(\frac{dq_1}{dC} \right) \quad (3 \cdot 9)$$

一般的评价においては、変動原因の C がとくに限定されないで、いま C として時間 t をとることができるものとする。したがって式 (3・9) は次式のようになる。

$$\frac{q_2}{q_1} = f_{VI} \left(\frac{dq_1}{dt} \right) \quad (3 \cdot 10)$$

式 (3・10) の関数 f_{VI} の型としては種々のものを想定できるが、基準的な型としてつぎのように考えることもできよう。

$$\begin{aligned} \frac{q_2}{q_1} = & k_0 + k_1 \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right) + k_2 \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right)^2 + k_3 \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right)^3 \\ & + \dots + k_j \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right)^j \end{aligned} \quad (3 \cdot 11)$$

すなわち

$$q_2 = q_1 \cdot \sum_{j=0}^j k_j \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right)^j \quad (3 \cdot 12)$$

ここで j は整数で、 k_j は 0 を含む定数とする。

しかしながら、 q_1 と q_2 に分割する際の不確定要素、式 (3・12) の誘導過程における仮定事項などから考えて、現段階では式 (3・12) の j をいたずらに大きくとることは適当でなく、むしろ $j=1$ あるいは 2 程度に限定した簡単な型とし、それ以上の項がもつ影響度は式中の各係数に包含させて表現できるものとするのが妥当であろう。結局式 (3・12) は、 k_0 を m_1 と書きかえて、

$$q_2 = q_1 \left\{ m_1 + k_1 \cdot \frac{dq_1}{dt} + k_2 \cdot \left(\frac{dq_1}{dt} \right)^2 \right\} \quad (3 \cdot 13)$$

あるいは

$$q_2 = q_1 \left\{ m_1 + k_1 \cdot \frac{dq_1}{dt} \right\} \quad (3 \cdot 14)$$

となる。すなわち、余裕水量 q_2 は、必要水量 q_1 の一定倍の量にある所定量を加えたものと考え、とくにその倍率は、 q_1 の絶対量およびその変化率に関連して決定される係数を考慮していることになる。また式 (3・14) の解釈として、 q_2 は q_1 が大きければ大きいほどますます増大するという考え方と、 q_1 の変化率が 0 でない、すなわち絶対必要水量が変化しているときは、水の価値観もそれに応じて変化しているものと考え、 q_2 も当然その影響をうけるとみなす考え方の両方を含んでいるといえる。 k_1 は $(1 / (dq_1 / dt))$ と同じ次元をもち、 m_1 は無次元数である。

したがって需要水量の最終的な数式表示は式 (3・14) を用いてつぎのように表わすことにする。

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= q_1 \left\{ (1 + m_1) + k_1 \cdot \frac{dq_1}{dt} \right\} \end{aligned} \quad (3 \cdot 15)$$

$$\therefore Q = P \cdot q = P \cdot q_1 \left\{ (1 + m_1) + k_1 \cdot \frac{dq_1}{dt} \right\} \quad (3 \cdot 16)$$

ここに p は給水人口で、 Q は全需要水量である。

3・3 節 モデル分析による需要特性分析

変動分析における基本量 q_1 、 q_2 と総需要水量の基本的な関係を式 (3・16) のように総合的な数式モデルとして表わすことができたので、以下においては、このモデルを用いて、ある外的変動原因に微小変化がある場合、上記需要の基本因子はいかに変動するかを理論的に考察する。ただし、一般の上水需要においては、いろいろの原因による需要変動があるので、それぞれに応じて式 (3・16) を用いて基本となる数式モデルを考慮する必要があり、分析結果も変わってくる。つぎに示す式 (3・17) はその数式モデルの一例である。本章では代表的な変動の例について解析するにとどめるが、他の場合についてもまったく同様の手法を用いることができる。

3・3・1 水道料金値上げによる需要変動

水道料金が値上げされると、一時的に需要水量が減少して、しかるのち徐々に元にもどる場合とか、ほとんど有意の変動を生じない場合など、需要水量に与える影響 (変動) は、時により、

一定しない。このような点に明らかに各都市特有の需要特性が現われていると考えられる。

水道料金の総支払い額を Z とすれば、

$$Z = \alpha \cdot Q = \alpha \cdot P \cdot q = \alpha \cdot P \cdot (q_1 + q_2) \quad (3 \cdot 17)$$

が成立する。料金総支払い額すなわち収入を $Z + \Delta Z$ に増加したいとき、料金 α を $\alpha + \Delta \alpha$ に変化する。以下、 Δ は常に微小変化量を表わす。ここで、料金変動にともなう需要変動の直接の原因因子は $\Delta \alpha$ となるが、この $\Delta \alpha$ は上記のごとく、目標とする ΔZ によって決定されるところから、 ΔZ は間接的な変動の原因因子といえる。式(3・17)を用いて需要の変動とその原因の関係を考慮すれば、次式のように表わされる。

$$Z + \Delta Z = (\alpha + \Delta \alpha) \{ q_1 + \Delta q_1 \} + (q_2 + \Delta q_2) \cdot P \quad (3 \cdot 18)$$

式(3・15)を用いて q_2 を消去し、相対的な微小項を無視すると、式(3・18)は、

$$\begin{aligned} \Delta Z = & P \cdot q_1 \cdot (1 + m_1) \Delta \alpha + P \cdot \alpha \cdot (1 + m_1) \Delta q_1 \\ & + P \cdot \alpha \cdot q_1 \cdot k_1 \cdot \frac{d \Delta q_1}{d t} \end{aligned} \quad (3 \cdot 19)$$

となる。式(3・19)において P , q_1 , α など Δ 記号のつかない値は、変動前の初期値を表わすことになり、定数として扱うことができる。

式(3・19)は、変動の原因 ΔZ , $\Delta \alpha$ の影響により、 Δq_1 にて表わされる需要水量がいかに変動するかの基本的な関係を示している。すなわち、水道料金総支払い増額 ΔZ は必ずしも $\Delta Z = \Delta \alpha \cdot Q$ (ここで Q は変動前の初期値)になるとは限らず、需要量が増えることが多い。需要増変動に伴う実質料金総支払い増額を $\Delta Z'$ と表わせれば、これは時間の関数として、 $\Delta Z'(t) = \Delta \alpha \cdot Q(t)$ とも表わされよう。この実質料金総支払い増額がいかに変動するかは、 $\Delta \alpha$ が一定値のとき、需要水量の変化に比例的に変動し、水量変動を把握することによって容易に求まる。そこで以下においては、変動の原因因子としての目標増 ΔZ と需要増変動の關係に考察を加えてゆく。すなわち、ある ΔZ の変動原因により、最終的には安定するものと考えられる需要量が時間とともにいかに変動するかを分析しつつ、各需要の特性を追求してゆく。そこで、式(3・19)をラプラス変換すると、

$$\begin{aligned} \Delta Z(s) = & P \cdot \alpha \{ k_1 \cdot q_1 \cdot s + (1 + m_1) \} \Delta q_1(s) \\ & + P \cdot q_1 \cdot (1 + m_1) \cdot \Delta \alpha(s) \end{aligned} \quad (3 \cdot 20)$$

を得る。 α の変動 $\Delta \alpha$ による q_1 を与える関係を $G_\alpha(s)$ 、同様に Z の変動に関するものを $G_Z(s)$ と表わすと、両者はつぎのように求められる。

$$G_{\alpha}(s) = \frac{\Delta q_1(s)}{\Delta \alpha(s)} = \frac{-P \cdot q_1 (1+m_1)}{P \alpha \{ k_1 \cdot q_1 \cdot s + (1+m_1) \}} \quad (3 \cdot 21)$$

$$G_z(s) = \frac{\Delta q_1(s)}{\Delta Z(s)} = \frac{1}{P \alpha \{ k_1 \cdot q_1 \cdot s + (1+m_1) \}} \quad (3 \cdot 22)$$

いま水道料金単価の値上り額を一定値

$$\Delta \alpha(t) = a \quad (3 \cdot 23)$$

とし、水道料金支払い総額の増加額も

$$\Delta Z(t) = b \quad (3 \cdot 24)$$

のように一定額増加するものと考えてみる。式 (3・20) に

$$\Delta \alpha(s) = \frac{a}{s}, \quad \Delta Z(s) = \frac{b}{s} \quad (3 \cdot 25)$$

を代入して $\Delta q_1(s)$ を求め、その逆変換によって、生活必要水量の変動量 $\Delta q_1(t)$ がつぎのように求められる。

$$\Delta q_1(t) = \frac{b - P \cdot q_1 (1+m_1) \cdot a}{P \cdot \alpha (1+m_1)} \left(1 - e^{-\frac{1+m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t} \right) \quad (3 \cdot 26)$$

ところで式 (3・14) より、

$$\Delta q_2 \cong \Delta q_1 (m_1 + k_1 \frac{d \Delta q_1}{d t}) \cong m_1 \cdot \Delta q_1 \quad (3 \cdot 27)$$

が近似的に成立するものとみなせば、

$$\Delta q = \Delta q_1 + \Delta q_2 = \Delta q_1 (1+m_1) \quad (3 \cdot 28)$$

となるから、式 (3・26)、(3・28) の両式より、料金値上げに伴う 1 人当り需要水量増は次式の関係によって表わされる。

$$\Delta q(t) = \frac{b - P \cdot q_1 (1+m_1) \cdot a}{P \cdot \alpha} \left(1 - e^{-\frac{1+m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t} \right) \quad (3 \cdot 29)$$

このとき全需要水量の変動値は、 $Q + \Delta Q = P(q + \Delta q)$ より $\Delta Q = P \cdot \Delta q$ であるから、

$$\Delta Q(t) = \frac{b - P \cdot q_1 (1+m_1) \cdot a}{\alpha} \left(1 - e^{-\frac{1+m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t} \right) \quad (3 \cdot 30)$$

すなわち、料金変動 a の影響によって需要量は時間とともに変動する。時間 t が長時間経過すれば ($t \rightarrow \infty$)、 ΔQ は一定値に近づく、逆にいえば、上式は料金変動の影響がある一定量の最終需要水量におよぶ時間経過を表わすものである。たとえば、 $m_1 = (b - P q_1 a) / P q_1 a$ な

る特性をもつ都市では料金に変動が生じても結局、需要量に何ら影響が生じない。これは式

(3・30)において $\lim_{t \rightarrow \infty} \Delta Q(t) = 0$ の条件を求めることによって容易に理解することができる。
 なお、式(3・23)をそのままとし、 ΔZ が次式のように一定割合で増加するときについても、
 全く同様に $\Delta q(t)$ 、 $\Delta Q(t)$ を求めることができる。

$$\Delta Z(t) = b' \cdot t \quad (3 \cdot 31)$$

$$\Delta q(t) = \frac{-\{P \cdot a \cdot q_1 \cdot (1+m_1)^2 + b' \cdot q_1 \cdot k_1\}}{P \cdot \alpha (1+m_1)}$$

$$\times (1 - e^{-\frac{1+m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t}) + \frac{b'}{P \alpha} \cdot t$$

$$\Delta Q(t) = \frac{-\{P \cdot a \cdot q_1 \cdot (1+m_1)^2 + b' \cdot q_1 \cdot k_1\}}{\alpha (1+m_1)}$$

$$\times (1 - e^{-\frac{1+m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t}) + \frac{b'}{\alpha} \cdot t \quad (3 \cdot 32)$$

式(3・29)、(3・30)あるいは(3・32)によって $\Delta q(t)$ 、 $\Delta Q(t)$ を計算するには常に q_1 の値が必要であるが、これを求めるにはつぎのようにすればよい。 $\delta q / \delta t$ を需要変動が発生したときの q の平均変化率とし、この値が既知あるいは推定できるものとする。式(3・28)から

$$\frac{dq_1}{dt} = \frac{1}{1+m_1} \cdot \frac{dq}{dt} \approx \frac{1}{1+m_1} \cdot \frac{\delta q}{\delta t} \quad (3 \cdot 33)$$

と書けるので、これを式(3・15)に代入すると、

$$q_1 = q / \left\{ (1+m_1) + \frac{k_1}{1+m_1} \cdot \frac{\delta q}{\delta t} \right\} \quad (3 \cdot 34)$$

として q_1 を求めることができる。

また、係数 m_1 、 k_1 が未知の場合には、上記各式を逆に用いてこれらの値を決定することができる。料金値上り後の需要水量実績データを式(3・29)あるいは(3・30)の左辺とし、右辺の m_1 、 k_1 以外の各値に値上り直前の初期値を代入すれば、理論上2時点でのデータを用いることによって m_1 と k_1 を定めることができ、さらに種々の需要特性を明らかにしてゆくことが可能となるのである。

3・3・2 給水能力の拡大による上水需要増

3・2に設定した数式モデルを使った分析例として、前項と異なる需要変動の場合を簡単に検

討してみる。

一般に、需要水量が給水能力をやや上まわるような場合など、給水能力が拡張されれば、需要水量がそれに応じて増大してゆくような例が多いが、このような場合に着目するとかなり明確な需要特性をとらえることができる。考え方や分析法も前項と全く同様であり、しかも、実際の上水需要変動にこのような例が多く、利用できるデータも少なくないので、実用上非常に好都合である。

さて、給水能力の拡大といえば、ある安定した需要集団に、イ) 配水管網が增強される場合、ロ) 浄水場拡張により配水能力が増大される場合、ハ) この両者が同時に行なわれる場合がある。以下の検討は、これらいずれの場合にも適用できるけれども、実際に需要特性を求める場合には、それぞれの条件に対応する特性を現わすので、データ分析に際し上記三者の区別を必要とすることに留意すべきである。

需要を満たすために、年間Eの給水経費を出費している場合、 q_1 と q_2 との関係は式(3・14)にもとづくものとすると、次式が成立する。

$$E = \alpha_0 \cdot P (q_1 + q_2) = \alpha_0 \cdot P \cdot q_1 \left\{ (1+m_1) + k_1 \frac{dq_1}{dt} \right\} \quad (3 \cdot 35)$$

給水能力の拡張を行なうということは、給水施設にある投資をすることでもあり、一時点における建設費としての出費も、年々の総給水経費の増加として表わすことができる。すなわち、給水能力の拡大をEの $E + \Delta E$ への増大とみなすことができる。

$$E + \Delta E = \alpha_0 (P + \Delta P) (q_1 + \Delta q_1) \\ \times \left\{ (1+m_1) + k_1 \frac{d(q_1 + \Delta q_1)}{dt} \right\} \quad (3 \cdot 36)$$

これより

$$\Delta E = \alpha_0 \cdot P \cdot q_1 \cdot k_1 \cdot \frac{d \Delta q_1}{dt} \\ + \alpha_0 \left\{ (1+m_1) + k_1 \cdot \frac{dq_1}{dt} + k_1 \cdot \frac{d \Delta q_1}{dt} \right\} \\ \times (q_1 \cdot \Delta P + P \cdot \Delta q_1 + \Delta P \cdot \Delta q_1) \quad (3 \cdot 37)$$

となる。ここで3・3・1と同様の手順をふむと、つぎのような近似関係式を得る

$$\Delta E(s) = \alpha_0 \{ (1+m_1) q_1 \cdot \Delta P(s) \\ + \{ P \cdot (1+m_1) + k_1 \cdot P \cdot q_1 \cdot s \} \cdot \Delta q_1(s) \} \quad (3 \cdot 38)$$

ΔP を考慮したのは、利用できる資料がすべて人口増加のある場合に対するものに限られるからである。もし

$$\Delta E(t) = d, \Delta P(t) = e \cdot t \quad (d, e \text{ は定数}) \quad (3.39)$$

とすると、給水入口が年々一定数だけ増加しているときに、ある一定の給水能力拡張（年間当り d 円増に相当）があるときの需要水量変動を考えることになる。

式 (3.39), (3.38) の両式によって

$$\Delta q_1(t) = \frac{d + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q_1^2}{\alpha_0 \cdot P \cdot (1 + m_1)} \left(1 - e^{-\frac{1 + m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t}\right) - \frac{e \cdot q_1}{P} \cdot t \quad (3.40)$$

が求められ、さらに式 (3.28) を用いると、

$$\Delta Q(t) = \frac{d + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q_1^2}{\alpha_0 \cdot P} \left(1 - e^{-\frac{1 + m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t}\right) - \frac{e \cdot q_1 (1 + m_1)}{P} \cdot t \quad (3.41)$$

が得られ、したがって、

$$\Delta Q(t) = \frac{d + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q_1^2}{\alpha_0} \left(1 - e^{-\frac{1 + m_1}{k_1 \cdot q_1} \cdot t}\right) \quad (3.42)$$

が最終的に得られる。

以上のようにして需要変動の関係式を導くことができたが、各式の実用にあたって、現在用いるデータからは q_1 の値を明確に定めにくい欠点があり、厳密には q_1 をも未知数とするか、または適当な試算値によらねばならない。しかし、上水需要の詳細な要因別積上げが可能となれば、 q_1 の絶対量を定めることができるはずである。また一方、現在の総括的な分析法においては、 q を q_1 と q_2 のみに分けているが、当然これらは明確な区別ができないことも多いと考えられ、主要因以外の要因による微少な従属的変動量の補正、各種係数の精度を勘案して、 q_1 を決定すればよいと思われる。また実用上、モデルを近似的に取扱いうる場合については、次項に示すように、上述の各関係式において q_1 を q と書きかえることも可能となる。

3.3.3 分析結果の実用化に関する考察

以上の方法によって、実際の上水需要の特性を分析してゆくことができるが、需要の実状、すなわち、 q_1 と q_2 の分離の不明確さ、あるいは変動量に対する変動原因の多様性などを考慮すると、得られるデータは導いた各関係式の要求する精度を必ずしも満たすことができない。そこで以下においては、精度の均衡による実用化を主眼として、各関係式をさらに簡略化することを試みる。

一例として3・3・2の式(3・41), (3・42)をとりあげる。すでに述べたように, これらの式には q_1 が含まれ必ずしも実用的とはいえない。初期値 q_1 の算定には式(3・14)を式(3・28)のように変形して用いたが, ここでは理論的には正しくないが, 式(3・28)を拡大解釈した次式を用いることにする。

$$q \cong (1 + m_1) q_1 \quad (3 \cdot 43)$$

式(3・43)を式(3・41), (3・42)に代入して次式を得る。

$$\Delta q(t) = \frac{d(1+m_1)^2 + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q^2}{\alpha_0 P (1+m_1)^2} \left\{ 1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} - \frac{e \cdot q}{P} \cdot t \right\} \quad (3 \cdot 44)$$

$$\Delta Q(t) = \frac{d(1+m_1)^2 + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q^2}{\alpha_0 (1+m_1)^2} \left\{ 1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} \right\} \quad (3 \cdot 45)$$

これら2式において, t 以外は定数で, α_0 は単位水量当り給水経費, d は給水経費の増加額, e は給水人口増加率, q は Q の拡張開始前の1人当り需要水量の初期値をとればよいので, 実績資料によって容易に $\Delta q(t)$, $\Delta Q(t)$ を計算することができる。なお d は年間経費としているので, 一時払いの拡張費 M があるときは, 利率を r として T 年間で償却されるものとして,

$$M = d \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{1+r} + \frac{1}{(1+r)^2} + \dots + \frac{1}{(1+r)^T} \right\}$$

$$\therefore d = M \frac{r(1+r)^T}{(1+r)^{T+1} - 1} \quad (3 \cdot 46)$$

のように求めることができる。

つぎに, 給水能力を拡大したときの需要増についてのみいえることであるが, 一般にある時点($t=0$)において給水能力が ΔQ_m だけ増大されると, 図3・2に示すように, 総需要水量は徐々に増加して拡大された全能力に近づいてゆくが, 当然これを越えることはできない。需要水量が給水能力によっておさえられていたときに設備が拡張されると, 制約がゆるめられるため需要が増大し, ふたたび給水能力が制約となるまで増大をつづける例などがこれに相当する。すなわち, 式(3・45)において $t \rightarrow \infty$ とすると次式が成立することになる。

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \Delta Q(t) = \frac{d(1+m_1)^2 + \alpha_0 \cdot e \cdot k_1 \cdot q^2}{\alpha_0 (1+m_1)^2} = \Delta Q_m \quad (3 \cdot 47)$$

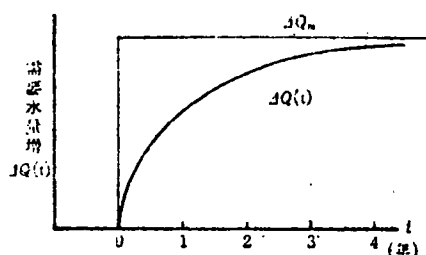


図3・2 給水能力拡大と需要水量増加

式(3・47)を用いると式(3・44)，(3・45)はつぎのように書ける。

$$\Delta q(t) = \frac{\Delta Q_m}{P} \left\{ 1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} \right\} - \frac{e \cdot q}{P} \cdot t \quad (3 \cdot 48)$$

$$\Delta Q(t) = \Delta Q_m \left\{ 1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} \right\} \quad (3 \cdot 49)$$

ところで、式(3・47)において ΔQ_m を決定するのに、実際の施設拡張などにあたっては左辺から右辺を決定する方法と、右辺そのものを他の要因によってまず決定する方法とがあろう。前者は各都市の需要特性(m_1 ， k_1 によって表わされる)を考慮してこれを延長する考え方で、一応潜在需要量を考慮したことに相当する。一方、後者は先に ΔQ_m を決定する場合で、この決定した ΔQ_m が m_1 ， k_1 を決定づけることになり、需要の特性が従来値と異なってくることもある。このとき、需要者は需要特性が従来より変わったことによって供給条件が変化したことを意識しうる。将来需要増対策としての施設拡張には、このような事項をも考慮しなければならない。

さて、既存データによって需要特性解析を行なう場合についてつぎに記す。上記とは別に、一般に、上水道需要関係では、 ΔQ_m が既知であることが多いので、式(3・48)，(3・49)を利用するほうが便利ことが多い。たとえば、人口 P ，1人当り年間需要水量 q ，人口増加率 e の都市で給水能力を ΔQ_m だけ増強したとき、 m_1 ， k_1 がわかれば、 $\Delta q(t)$ ， $\Delta Q(t)$ を推定することができる。また逆に、 ΔQ_m に対して $\Delta Q(t)$ の実績がわかっていると、式(3・49)に t ， ΔQ_m ， $\Delta Q(t)$ の各値を代入することによって、 m_1 と k_1 の関係を求めることができ、これより需要の特性を相対的に把握することが可能となる。また q のうち q_1 の占める割合を推定することによって、水量需要がどの程度の節約を含むものであるかということなども、相対的

に評価することができるものと考えられる。

実際計算にあたっては、式 (3・49) が

$$\ln \left\{ \frac{\Delta Q_m - \Delta Q(t)}{\Delta Q_m} \right\} = - \frac{(1 + m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t \quad (3 \cdot 50)$$

と変形されるので、半対数紙上に変動実績データをプロットすれば、それらが一つの直線上にのるはずで、そのこう配から m_1 と k_1 の関係を定めることができる。

3・4節 わが国都市における上水需要変動の分析と考察

これまで、上水の需要変動を解析する意図、総括的な需要特性の表示および公式の実用化について、主として理論的に検討してきたので、以下においては、これらの考え方によってわが国都市の上水需要の実状を分析するとともに、あわせて理論式の妥当性の裏付けをも行なってみる。

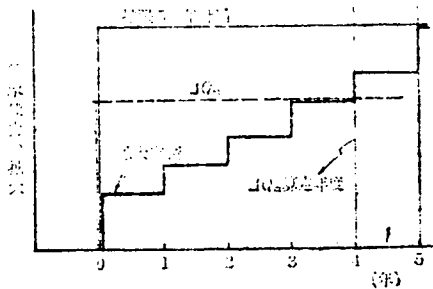


図3・3 ΔQ_m の算定

考え方の根底には、各需要者の水に対する経済的あるいは感覚的評価にもとづく需要水量変動が、都市のような需要集団においても巨視的に現われるとしているので、浄水場の配水実績から得られる水量変動は、必ずしもここでいう需要水量変動とはいえない。そこで給水実績のうち有収水量を需要水量とみなす。また変動原因としては給水能力増強の場合に限ってとりあげることにする。拡張以外

による変動（景気その他）を補正する必要もあって、水量の時間単位としては1年とする。

式 (3・48), (3・49) の実用式を用いるに際し、拡張規模 ΔQ_m の取扱いについて若干の問題がある。すなわち、実情では大部分の都市において、年々小規模の拡張が行なわれて、一定年月を経てはじめて所期の計画目標に達する場合が多い。しかしここでは、計画目標規模を細分することなく、一括して初年度の拡張幅 ΔQ_m とみなした。たとえば、図3・3に示すように、実際は実線のごとく拡張が行なわれても、破線のように数年分の拡張をすべて初年度完成のものとして取り扱った。したがって期間をあまり長くとった計算はできないわけで、3～4年にとどめて、分割拡張の影響があまり大きく現われないよう留意した。なお上水道では一般に、5～10年先を目標年度にして拡張計画の行なわれることが多いが、ここではそれにとらわれず、図3・3にも示すように、拡張の実績のみを ΔQ_m としてとりあげ、さらに後に示すように、有収水量相当分への補

正、景気変動の消去など、二、三の過程を経て計算上の ΔQ_m を定めた。

分析にあたっては、国内全都市〔3・4〕のうち、昭和35年ないし36年に拡張事業に着手し、その後3～4年間その計画目標規模内の拡張を行ない、それ以外の大規模な拡張を行なわなかった都市をすべて対象とした。これら都市の一例として名古屋市の場合を以下に述べるが、全く同様の計算を他都市についても行ない、これらについては結果だけを示すことにした。

名古屋市は昭和35年度から第6期拡張計画に着手し、昭和40年度にこれを完成したが、この拡張に伴って需要水量は表3・2に示すように増加した。しかし表中の有収水量 Q' または q' の増加は、必ずしも昭和35年度の拡張のみによるものとはいえない。一般的にいて需要水量は消費景気が向上するにつれて増大するともいわれる。生活が豊かになり、洗濯機、冷房機、水洗便所、自動車などの普及が最近の水量需要の増加原因であろう。そこで拡張のみの影響による Q の変動を知るために表3・2の増加量から景気上昇による増加量を差し引いておく必要がある。

表3・2 名古屋市における需要水量の増加 (昭和35年拡張)

	昭35年	36年	37年	38年	39年
有 収 水 量 Q' (10^6 m ³ /年)	116.6	131.6	140.7	154.2	162.3
給 水 人 口 P (10^3 /人)	1,422	1,511	1,580	1,707	1,789
1人当り有 収 水 量 q' (m ³ /人・年)	81.5	87.0	89.0	90.5	90.8
有 収 率 (%)	69.9	71.2	69.6	71.1	68.7
給 水 能 力 利 用 率 (%)	78.2	93.4	102.2	98.0	99.5

注) Q' 、 q' は Q 、 q の補正前のなまの実績値

表3・3 家計における消費景気補正

	昭35年	36年	37年	38年	39年
(1) 全国個人消費支出(億円)	77,017	89,166	102,420	118,299	134,373
(2) 消費物価係数	348.9	371.1	394.2	419.1	440.5
(3) 実質個人消費支出(億円)	77,017	83,750	90,600	98,600	106,250
(4) 家計景気補正係数	1.000	0.959	0.920	0.877	0.840

注) (1)、(2)は「日本の統計」より

(3) = (1) × 348.9 / (2)

(4) = 77,017 / {(3) - (3) - 77,017} / (2)}

表3・3は同期間におけるわが国の消費関係実績を示すが、一つの試みとして同表中に示すような補正係数を定め、これをすべての都市に適用して、需要水量変動から景気変動による水量変動を補正消去した。なお補正の考え方としては、過去の上水需要実績データから考慮して、需要

水量が景気に完全に比例して遅滞なく増大するともいえないようなので、一応景気増の半量比例配分方式をとった。

さらにその他の補正として、有収水量を取り扱う以上、有収率自身の変化を補正しておく必要がある。しかし、有収率の変動がすべて実質有収水量の変動によるものともいえず、料金徴集法の変化、計量法の変化、ろう水率の変化、あるいは料金徴集可能な給水人口の増加などによって有収率が変化するので、ここでも便宜的に、有収率変化の半量比例配分によって、実質有収水量の変動を補正することにした。

表 3・4 名古屋市需要水量補正值とその変動

	昭35年	36年	37年	38年	39年
景気補正後有収水量 Q'' ($10^6 \text{ m}^3/\text{年}$)	116.0	126.1	129.3	135.2	136.5
拡張による実質需要水量 Q ($10^6 \text{ m}^3/\text{年}$)	116.0	125.0	129.5	134.1	137.7
同上 1人当り需要水量 q ($\text{m}^3/\text{人} \cdot \text{年}$)	81.5	82.7	82.0	78.8	77.0
Q の変動量 ΔQ ($10^6 \text{ m}^3/\text{年}$)	0.0	9.0	13.5	18.1	21.7
q の変動量 Δq ($\text{m}^3/\text{人} \cdot \text{年}$)	0.0	1.2	0.5	-2.7	-4.5

注) 昭和38年データの補正例

$$Q'' = 154.2 \times 0.877 \cong 135.2 \quad (\text{表 3・2 } Q') \quad (\text{表 3・3 (4)})$$

$$Q = 135.2 \times \frac{69.6}{69.6 + (71.1 - 69.6) / 2} \cong 134.1$$

(表 3・4 Q'') (表 3・2 の有収率による補正)

$$q = 134.1 \times 10^6 / 1707 \times 10^3 \cong 78.8$$

(表 3・4 Q) (表 3・2 P)

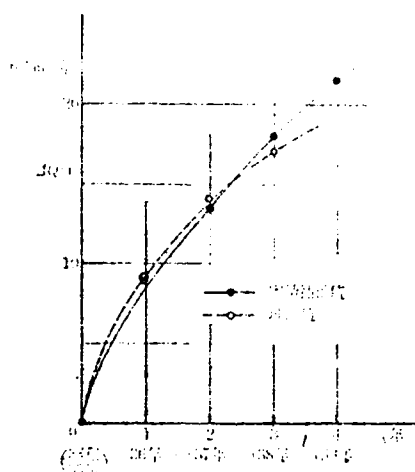


図 3・4 名古屋市需要水量変動

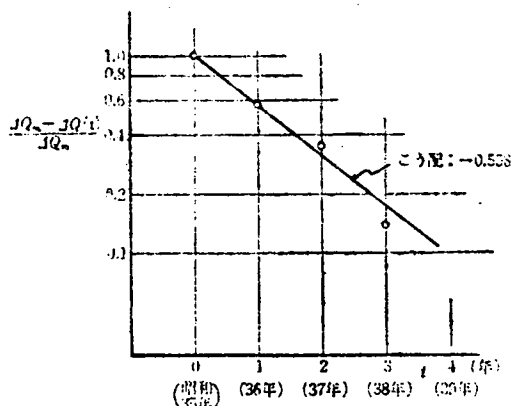


図 3・5 名古屋市における需要水量増加係数の決定

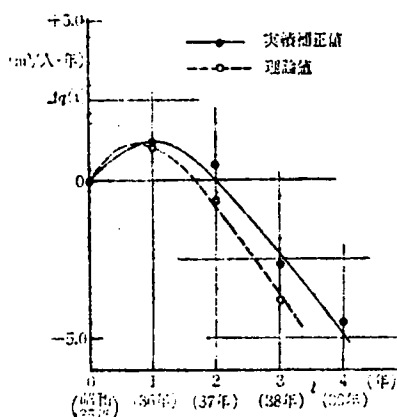


図3・6 名古屋市1人当り需要水量変動

表3・2に示した需要水量に上述の二つの補正を加え、なお残された変動量を昭和35年の拡張の影響による変動とみなすことにした。これを表3・4に示す。このうち $\Delta Q(t)$ および $\Delta q(t)$ を図示したのがそれぞれ図3・4および図3・6の実線である。

これらデータから需要特性を求めるために、定数 m_1 、 k_1 の関係を定めるとともに、これを式(3・48)に代入して $\Delta q(t)$ の理論値とし、表3・4の $\Delta q(t)$ と比較してみる。

名古屋市では、昭和39年度に周辺小都市の合併あるいは料金改定など大きな変化があったので、昭和35年の拡張が需要水量に与えた影響は、昭和38年度までの実績補正值によって求めるべきものと考え、 ΔQm を定めるのに昭和38年度の給水能力によることにした。昭和38年度の有収水量相当の給水能力は、表3・2の有収水量と給水能力利用率とから求めることができる。これを昭和35年度を基準として表わすには、前同様に景気補正と有収率補正を行なわねばならない。こうして昭和38年度の実質給水能力 Qm が求まる。この Qm と昭和35年有収水量実績との差を ΔQm とする。この場合、 $\Delta Qm = 21.0 \times 10^6$ (m³/年)となる。 ΔQm と表3・4の $\Delta Q(t)$ の値によって、式(3・50)の関係を対数紙上に描いたものが図3・5である。点がわずか4点であるので断言はできないが、現在行なっている総括的分析の精度および各種補正の精度を考えあわせると、式(3・50)の成立がほぼ証明できるものと思われる。この直線のこう配からつぎの関係を得る。

$$\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cong 0.558$$

表3・4から q の初期値81.5 (m³/人・年)を上関係に代入して、名古屋市の上水需要特性を表わす m_1 と k_1 の関係をつぎのとおり決定することができる。

$$\frac{(1+m_1)^2}{k_1} \cong 45.5 \quad (3.51)$$

$\Delta Q(t)$ の実績から求めた m_1 と k_1 の値の信頼性を検討するため、式(3・51)の値を式(3・48)に代入して得られる $\Delta q(t)$ の理論値と表3・4の $\Delta q(t)$ とを比較したのが図3・6

である。これより式 (3・51) の関係の妥当性を認めることができる。なおこの値の示す相対的な意味については後に述べる。

以上、実績データの分析方法をくわしく述べてきたが、つぎに同じ方法でわが国各都市の需要特性を検討した結果を示し、これらの相対的な比較を試みる。

わが国各都市の上水事情は、都市により多種多様であり、上水道の経費を投入して十分な施策をとっているもの、水源に恵まれているもの、給水区域内に工業地域を有するもの、施設の歴史も古く老朽しているもの、安定しているもの、急速な発展途上にあるものなどの特徴がある。

そこで給水人口5万人以上の都市で、昭和35年あるいは36年に上水道拡張を行ない、その後3～4年間新規再拡張を行なわなかった都市をすべて分析対象としたが、それらの都市の中でも、名古屋市をはじめつぎの条件をすべて満たす都市を一応標準的な都市と考え、分析の結果をわが国の一般的な上水需要特性として評価してみる。

- イ) 上記拡張が浄水場の拡張を含むもの、
- ロ) 家事用需要が総需要の50～80%の都市、
- ハ) 建設費の償却をも含み総給水経費が1,500円/人・年以上の都市。

図3・7はこれら標準都市の $(1+m_1)^2/k_1$ と q の関係をプロットしたもので、ほぼ次式

$$\frac{(1+m_1)^2}{k_1} = 0.0118q^2 - 0.0775q + 16.2 \quad (3.52)$$

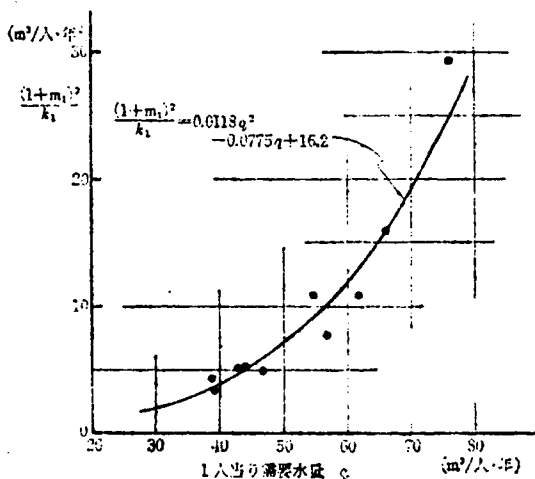


図3・7 わが国標準都市における q と $(1+m_1)^2/k_1$ の関係

これより、図3・8を得るが、

図中の実績は式 (3・52) を、破線は近似式、式 (3・43)

を表わしたものである。図3・

8より種々の需要特性を求めることができる。図上たとえば、

いま生活用水量 q_1 を100l

/人・日と仮定すれば、

$q = 70 \text{ m}^3/\text{人} \cdot \text{年}$ の需要実

績の都市で、図より $m_1 \cong q_2/k_1$

$q_1 = 0.92 \cong 0.9$, $k_1 =$

$0.18 = 0.2$ となる。すなわち

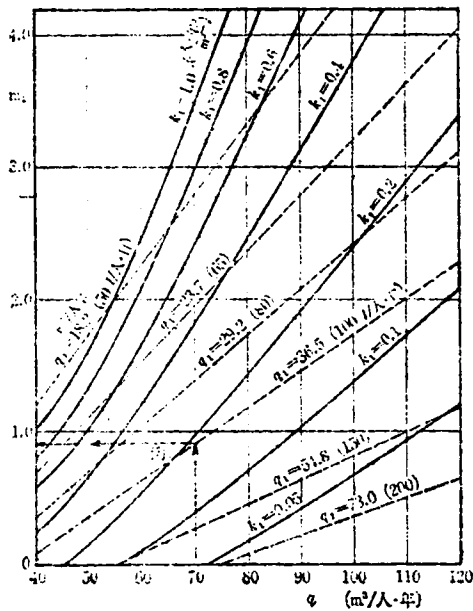


図3・8 需要特性係数関係図（わが国標準都市の場合）

各用途水については一応、水量40%から70%、場合によって圧縮可能ないわゆる余裕水量が包含されているものと考え、 m_1 値はほぼ0.5から1.5までの値になるであろうという結果

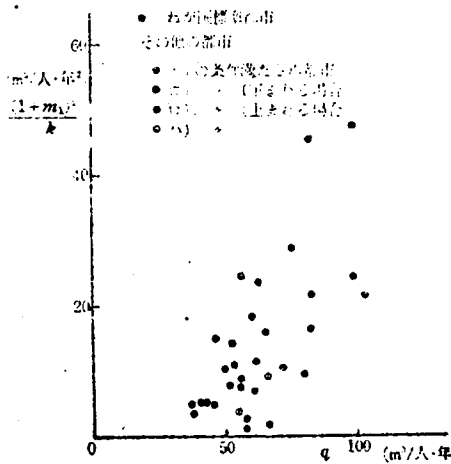


図3・9 わが国各都市における q と $(1+m_1)/k$ との関係

余裕水量は生活用水のほぼ9割程度であることがわかり、逆にあらかじめ k_1 の値を設定できれば、 q_1 と q_2 の構成を定量的に把握することができる。この m_1 、 k_1 の値については、本文ではその相対的な関係を明らかにするにとどまり、その絶対値を明示することはできない（参考のために、別調査の結果から m_1 値の概略推定値を求めた一例を簡単に記しておく、名古屋市における用途別平均単位需要水量の算定値【3・51、たとえば飲料2 l/人・日、風呂55 l/人・日などのデータから洗濯、掃除、風呂、ちゅう芥処理、自動車洗浄、家庭冷房、雑用の

一人当たり需要水量的430 l/人・日のうち、約130～260 l/人・日は生活に不可欠な水量、170～300 l/人・日はその他水量であろうと推定することができた）。このように図3・8から需要特性を求めるために未知数を一つだけ設定しなければならず、各未知数の絶対値を求めることはできないので、図3・8は需要特性の相対的な比較に用いるものと理解すべきである。また図3・8はわが国の標準的な性格

として前記イ), ロ), ハ) の条件を含んでいるので, このいずれかを満たさない場合には改めて分析を行なう必要がある。 $m_1 \cdot k_1$ 値は以上に記したごとく, 標準的な都市では一定の関係を認めることができるけれども, 各単独 m_1 , k_1 値がこれらの都市に共通して一定しているとは限らないことに注意が必要である。各都市では, それぞれ単位水量 q の値も異なり, 式 (3・52) よりこれを容易に認めることができる。また各単一都市にとって m_1 , k_1 値が常に一定とみなしうるかについても 10年, 20年などの長期にわたっては一定とみなしがたい。生活に関連する生活様式自体が変化するので (たとえば, 洗濯機の出現, 普及など,) 当然変化してくるものといえよう。本文では短期 0~5年程度では, 簡単のため一応一定値として取り扱っている。これら各特性係数の詳細については現在議論するに足るデータに欠けるという意味で今後の研究に待つ点が多い。

ところで, 標準的都市に属さないものの一例として大阪市の場合には, $(1+m_1)^2/k_1 \cong 47.5$ の結果を得たが, ここで同じく $k_1 \cong 0.2$ とすれば $m_1 \cong 2$ となる。すなわち余裕水量を生活用水のほぼ 2 倍程度使っており, 昭和 35 年度の q が約 300 l/人・日 であるから, 生活用水が約 1/3 の 100 l/人・日, 余裕水量が 200 l/人・日であり, 標準都市よりも余裕水量あるいは環境水量がかなり多い使い方をしていることがうかがえる。

ところで, 以上のような実際都市についての検討結果を用いて, 式 (3・18) から式 (3・20) を, 式 (3・36) から式 (3・38) を導いた近似化の精度について簡単に再検討しておく。一例として, 式 (3・36) から式 (3・38) を導く場合をとりあげ, 式 (3・36) を展開した式 (3・37) の第 2 項に標準都市について先に示した値を代入してみる。 $k_1 = 0.2$, $m_1 = 0.9$ とするとき, $k_1 \cdot dq_1/dt \cong 0.034$, $k_1 \cdot d\Delta q_1/dt \cong 0.052$ で, $(1+m_1) = 1.9$ に対し約 4.5% に過ぎず, 式 (3・37) を式 (3・38) のごとく近似化することを容認することができよう。なお, この $k_1 \cdot dp_1/dt$ の値を式 (3・14) などにおいても考慮すれば, 式 (3・43) の近似表示も実用的に十分であることがわかる。

大阪市の例 (家事用水が全体の 50% 以下) を含め, 先のイ), ロ), ハ) の条件を満たしていない, すなわち標準的でない都市の需要分析では, m_1 と k_1 の関係が図 3・9 に示すような結果となった。各都市がいかなる条件によって標準的でないかはそれぞれ異なっており, 各場合のデータ数の制限から式 (3・52) のような普遍的な関係を得るには至っていないが, 一般的には $(1+m_1)^2/k_1$ の値は q の増加とともに大きくなることが確認できる。

以上のように需要特性を明らかにすることができれば, 種々の応用ができ, 上水道の計画・管理などに数多くの新しい考慮を払いうることはいうまでもない。最後にその応用の一例を簡単に示しておこう。

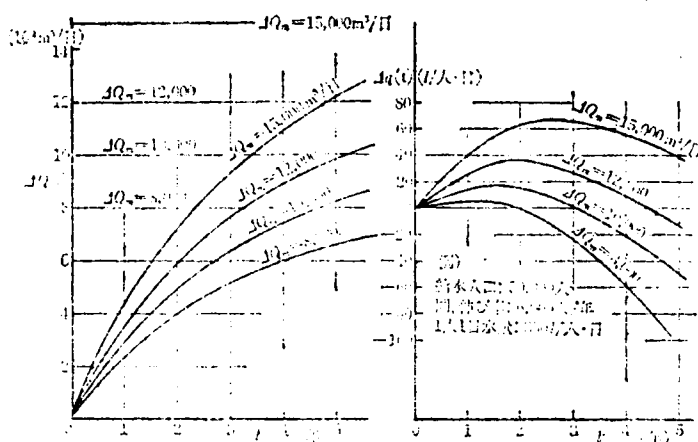


図3・10 標準都市における拡張と需要水量変動の計算例

給水人口 50,000
人、給水人口の伸び
が 6,000 人/年、
需要水量 350 l/人・日の都市で、給
水能力の拡張を計画
するにあたって需要
条件を調査したとこ
ろ、標準的な需要で
あることが明らかに
なれば、その拡張規
模をつぎのように検
討することができる。

有収率を一定とし、式 (3・52) より $(1+m_1)^2/k_1$ の値を求め、この値によって式 (3・48)、(3・49) を図示すれば、種々の拡張規模 (ΔQ_m) の場合、図3・10のように需要増を予測することができる。 $\Delta q(t)$ の図から、1人当り需要水量を増加させない方針であれば、計画年数が3年のときは 10,000 m³/日、4～5年では 12,000 m³/日程度が適切であり、この都市で 15,000 m³/日もの拡張を行なえば、従来にくらべてどちらかといえばむだな需要を誘発し、1人当り需要水量が増してくることを推測することができる。なお家計の消費景気に変動がある場合には、 $\Delta Q(t)$ の曲線を前述の方法などで補正し、それに応じて $\Delta q(t)$ の曲線をも補正すれば、全く同様にして拡張規模を検討することができよう。

このようにして需要の特性を把握して上水道の計画・管理を行なうことができれば、多くの点に改善が考えられ、現状を正しく認識するとともに、将来にわたっての適正な上水道運営も可能となるものと思われる。

3・5節 水に対する価値観が関連する需要変動の弾力性

以上本章では生活不可欠用水とその他用水との相対的検討から一種の水に対する価値観を間接的にではあるが分析してきた。水の価値観が関連する需要変動としてはすでに示したように料金値上げ後の需要変動などをまず指摘しうるが、その他にも種々の変動に直接間接、水に対する需要者の価値観が反映しているものと思われる [3・6]。

さて、前章の検討では需要行動の需要水量への転換率 k を一応需要者の水に対する価値意識と関

連づけてきた。さらに本章では水に対する価値観を (dq_1/dt) と関連づけ、これに関する係数 k_1 を相対的に価値観を表現するものとして取り扱ってきた。そこで以下、これら両者の検討結果から、水の価値観変化が需要時間変動に対しいかなる影響を及ぼすかを分析しておく。

式 (2・34) および、式 (3・49) より次の関係をえる。

$$365 \cdot \bar{A} \cdot k(t) = \Delta Q_m \left(1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} \right) \quad (3.53)$$

ここで、 t は年、 $k(t)$ は $t = t$ 年における k 値、 \bar{A} は式 (2・34) で基本水量を 0 とみなしたときのつぎの値。

$$\bar{A} = (A_1 \cdot t_{0.1} + A_2 \cdot t_{0.2}) \quad (3.54)$$

そこで、需要行動が一定の場合 ($A_1, A_2, t_{0.1}, t_{0.2}$ 一定の場合) に需要者の水に対する価値観 $k(t)$ の変化によっていかに需要パターンは変化するかを調べてみる。上式 (3・53) の意味はこれまでの説明からも明らかなように、料金値上げなど水に対する価値意識の長期的な変化によって終局的には ΔQ_m なる需要変動 (抑制) を期待した何らかの施策が加えられた場合、 $t = t$ 年における価値意識は相対的にはつぎのように変化するはずであることを示している。

$$k(t) = \Delta Q_{m_0} \left(1 - e^{-\frac{(1+m_1)^2}{k_1 \cdot q} \cdot t} \right) \quad (3.53)'$$

$$\text{ただし、} \Delta Q_{m_0} = \Delta Q_m / 365 \bar{A}$$

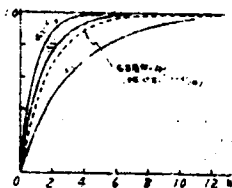


図3・11 2章 k 値の経年変化

わが国の標準的な都市の場合、 $(1+m_1)^2/k_1$ 値は式 (3・52) より求めうるので、これより単位 ΔQ_{m_0} 量に対する $k(t)$ の経年変化の様子は図3・11に示すように算出される。図からも明らかなように、現在1人当り需要水量 q が小さいところでは余裕水量も少なく、水に対する価値観は急激には変化しないのに対して、 q が大きい都市ではその変化が急激であることがわかる。

前章2・5節では考慮しうる需要行動範囲に対応して時間需要の弾力性を定量化したが、ここでは以下、水に対する価値観が左右する需要変動の弾力性を簡単に考察しておく。いま、

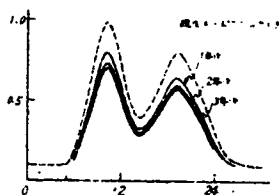


図3・12 単位水量が
現在400
l/人・日の
都市での需
要圧縮速度

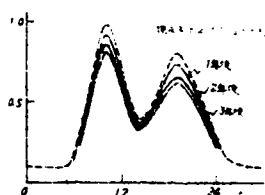


図3・13 単位水量が
現在200
l/人・日の
都市での需
要圧縮速度

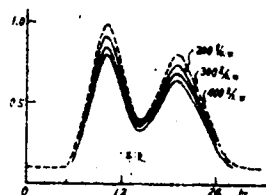


図3・14 1年間の需
要圧縮量

一例として終局的に現状の3割減を意図したある種の需要圧縮施策がとられた場合を取り上げてみる。図3・11に示したように水に対する価値意識の変化は現状の需要量規模によって相対的に差があり、しかもきわめて長期を要することがわかる。図3・11から算定しうる結果は図3・12から図3・14に示すように現状水量規模によりその圧縮速度にかなりの差を認めうる。特に図3・14に示した1年後の結果をみれば、水量規模の異なる各都市での需要圧縮量に顕著な差異が認められ興味深い。

なお、水に対する価値観が関連する需要変動の弾力性について若干補足的に分析例示しておく。

料金と需要水量の関係が水道料金値上時に顕著に現われるものとの前提のもとに、わが国諸都市における水道料金値上げ時点前後の需要水量を分析してみた。わが国全都市から、昭和40年7月より41年12月までの期間に料金値上をした約110都市の月需要水量を分析対象とした〔3・4〕。月水量は季節変動、気温の影響を受けるので、まず、その影響量を補正消去する必要がある。気温と上水需要水量の関係を示したのが図3・15である。図は料金値上が実施されなかった都市の

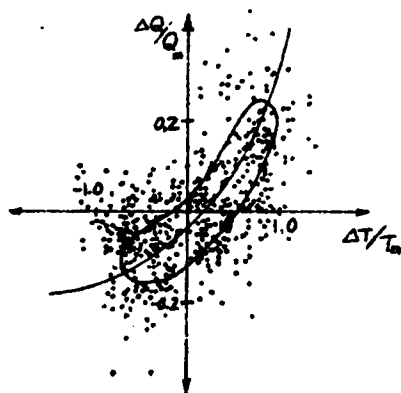


図3・15 気温と上水需要量
の相関(その1)

昭和40年度の需要実績をプロットしてある。一般に、気温が上昇しつつある期間と下降しつつある期間での影響には差があり、図3・15に矢印で示したような傾向があるが、これら両者を平均化して図示したのが図3・16である。図より気温変動にともなう需要水量の弾力性を求めることもできる。たとえば関東以南の諸都市において、気温が年間平均を越える春、夏、秋などの期間では図中破線にも示す直線関係が得られよう。このとき、弾力性は次式で表わされる。

$$\Delta Q/Q_m \approx 0.5 - 0.2 / (\Delta T/T_m) \quad (3.54)$$

ただし、ここで T_m は年間平均気温、 ΔT は T_m との差。

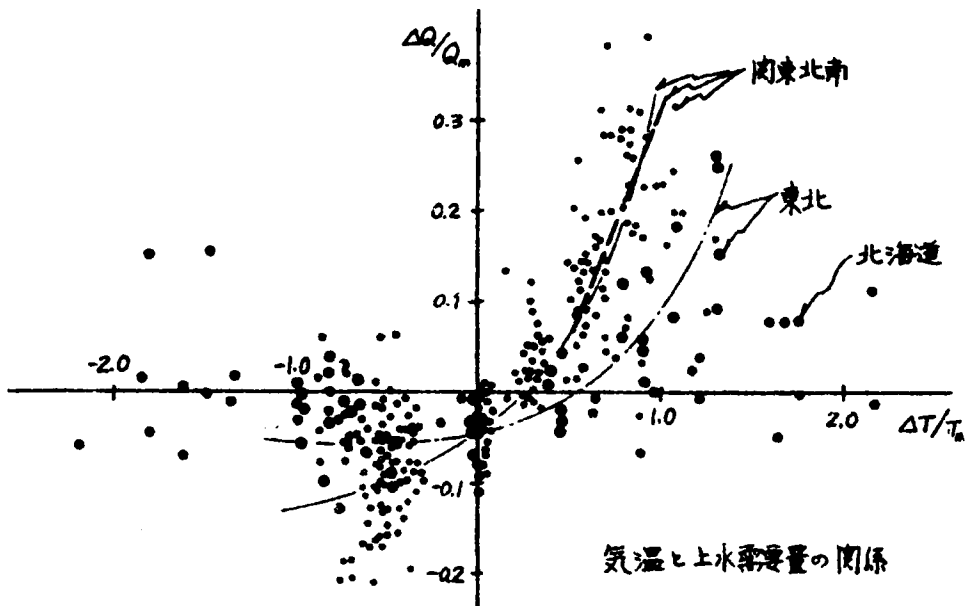


図3・16 気温と上水需要量の相関(その2)

図上、原点を通る直線関係を得がたく、気温変動に伴う需要水量変動の弾力性は定数とはならないことがわかる。つまり、気温によって需要水量に及ぶ影響量が異なることがわかる。図3・16より、関東以北のいわゆる雪国では気温の上水需要に及ぼす影響量がかなり他と異なることもわかる。以上に求めた気温と上水需要水量の関係をを用いて気温の影響を補正消去し、料金値上げに伴う需要水量の変動を求めたのが図3・17、図3・18である。料金値上げ時点を境にして需要水量が減少していることを認めることができる。3・3・1のモデル分析による解析を今後の問題として残し、以下単に総括的にのみ分析しておく。後にも詳しく述べるように、ある種の変動原因因子の微小変量 $\Delta \alpha$ に対応してある因子に微小なる変化 Δx がみられる場合、弾力性値をつぎのよう

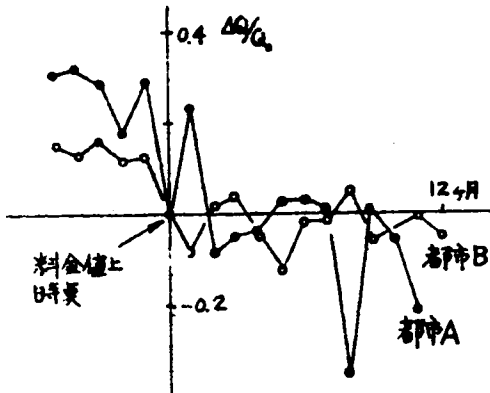


図3・17 料金値上げに伴う需要水量変動例(その1)

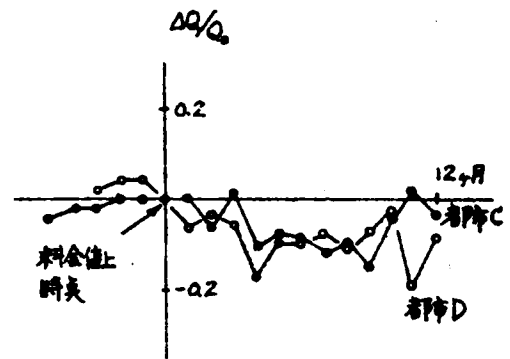


図3・18 料金値上げに伴う需要水量変動例(その2)

に定義することができる〔3・7〕。

$$\eta = \frac{\Delta x}{x} \div \frac{\Delta \alpha}{\alpha} \quad (3.55)$$

ここで、 x 、 α はそれぞれ変化以前の値。

そこで、上に取り上げた水道料金値上げに対し、料金値上げ額を $\Delta\alpha$ 、需要水量の変化量 Δx として弾力性値 η を算定しうる。これよりわが国における水道料金による上水需要量の弾力性は都市A、B、C、Dの場合それぞれ、 -0.80 、 -0.25 、 -0.13 、および -0.25 で、これらの平均値を約 -0.4 と算定できた。ただ、これらA、B、C、Dの4都市は分析した110都市のうち特に顕著な影響が表われた代表的な例であり、大部分の都市では結果的にあまり料金値上げの影響を受けていないこともわかったので、この弾力性値はわが国の場合、都市によってかなりの差があることを指摘できる。その差を定量化するためにはさらに分析を深めてゆく必要がある。

同様に、アメリカにおいてHoweらは水道料金と需要水量の関係を特に取り上げて弾力性分析しているので、結果のみを表3・5に紹介しておく。〔3・6〕。

水道料金や下水道料金が上水需要量に影響を及ぼしているか否かを調べたもので、結論として、家事用はあまり影響をうけていない(非弾力的)が、撤水用は影響をうける(弾力的)、西部よりも東部諸州でその傾向が著しいとしている。弾力性表現は調査目的を端的に表現しうる一便法として利用し、弾力性値が大きければ大きい程需要水量に及ぼす影響量が大きいた点を活用したものである。

この他に、料金と需要水量の関係を調査し、弾力性表現したものとして、Fourtは -0.45 、

Seidel らは -1.0 から -0.12 , Milliman は -0.3 から -0.4 を示している。一方, Wong, Sheaffer, さらに Gotaas らはほぼ 0 , すなわち需要水量に及ぼす料金の影響を否定している〔3・6〕。

表 3・5 料金による上水需要の弾力性 (Howe らによる)

上水需要種別	地 域 特 性		料金による上水 需要の弾力性
	公共下水道有無	料 金 制	
家 事 用	有	従 量	-0.214
	有	定 額	0
	無	従 量	-0.125
夏 季 撤 水 用	有	従 量	(平均) -1.16
	有	従 量	西部アメリカ -0.438
	有	従 量	東部アメリカ -1.57

3・6 結 語

以上、上水の総括的な需要特性の分析法を中心として述べてきたが、とくに本章では、変動時に特性が明確に現われてくるという考え方にたち、需要の動的な挙動に注目したものである。そこで給水能力の拡大に伴う需要変動に重点をおき、わが国の全都市から分析可能な限りの都市をとりあげ、理論的分析法のうち、最も簡単で実用的な方法を実例として適用してみた。

まず、本章に述べた主要事項を要約すれば、およそつぎのとおりである。

- 1) 上水の需要特性は、需要水量を動的にとらえて、その変動特性を追求することによって、ある程度定量的にも明らかにすることが可能である。
- 2) 需要水量の変動特性を明らかにするためには、全需要水量よりも1人当り需要水量の変動値に注目しなければならない。
- 3) 問題を巨視的にとりあげる限りにおいては、需要を生活に必要な不可欠な用水と必ずしもそうでない用水とに分割して考察するのが有効で、この両者の関係を3・3節に示したようになるべく簡単な数式モデルによって表示すれば、需要の動的な追跡が可能になる。その理論的方法を具体的に述べるとともに、実際にも妥当な結果の得られることを示した。

4) わが国において、各都市の上水道事情が異なれば、その需要特性も変化するものであることを指摘することができるが、ただ、平均的ないしは標準的な上水道を備えた都市での上水需要変動特性には、1人当り水量値によって比較的規則性のある傾向(式(3・52)に示す)を認めることができた。これら都市では1人当り有収水量がほぼ同じであれば、需要変動の様子あるいは需要の特性をほぼ同等にみなすことが可能である。

5) 上述の標準的な都市での上水需要特性を図3・8のように表示し、相対的にはあるが特性を定量的に把握できるようにした。

6) このような需要特性の把握は、上水道の長期的管理・設計などにきわめて有効であることを指摘し、簡単な実例をも示した。

本研究を通じて指摘できる若干の問題点にふれておく。これら一連の検討においてとくに重要なことは、総括的分析であることを考慮して、かなり大胆な仮定や近似などを行なっているのに用いるデータも当然総括的な実績値に限られ、得られる結果も都市全体としての長期的な特性把握にとどまることである。さらに今後の問題点として、主変動以外の変動を実績データから補正除去する方法、あるいはこれら変動を同時に取り扱う方法を開発するとともに、また q を q_1 と q_2 に二分したが、従来こういった角度からの分析は少なく、裏付け資料の集積も必要である。

しかしながら、上水道の需要特性に対し、新しい角度からの新しい方法を示すことができたので、とくに上水道の将来に与える効果は、合理的な計画および水量配分の基本方針の策定が可能となる意味で決して小さくないと考えている。

さて、第Ⅱ編Ⅱ-1で問題にしてきた都市用水需要の弾力性としては前章および本章にわたりかなり定性的にはあるが分析を加えてきたように、かなり大きな値を示すことがわかる。短期的には時間需要パターンにみられる弾力性を高々図2・31に示す程度であることを示しえ、たし、長期的には水の価値観変化から図3・14に示すような弾力性を例示指摘した。ただ問題は短期弾力性の場合、需要量の弾力性というよりもむしろ需要行動の弾力性ともいえる性格のもので、需要量が需要行動に密接に関連している点に注意が必要である。特に、以下にも取り上げるように水源、施設および需要がそれぞれに保有する弾力性の合成に当っては需要の弾力性が対物的でないという意味で異質であり、その取り扱いに注意を要する。さらに、また、昼間夜間にわたる需要変動という面からみれば、以上に分析しえた需要の弾力性は相対的に小さい。施設設計などにあたっては、弾力性の取り扱いよりもむしろ従来同様需要変動自体が主要問題として残されるようで、需要変動パターンを徹底的に変化してしまうような弾力性は現時点では考えられない。また、水の価値観に関連する長期的弾力性は基本的には短期弾力性に加算されるべきも

のであるが、量的には一応分割して取り扱いうるように思われる。いづれにしても、定量化を中心に今後解明すべき問題を多く残すが、以上一つの新しい方向性を示すことができた。

なお、水道料金値上げによる需要変動の実績分析については、3・3・1の理論的考察を活用するには至らず、単に総括的な弾力性分析のみを簡単に示した。この点については今後さらに分析を深めてゆく予定である。

Ⅱ－２； 浄水施設浄化能の弾力性分析

合理化を目標に給水システムの弾力化をはかるには水源と需要条件の変動にいかに対応するかが最も重要である。ただ概念的に対応の必要性を認めることができて、無制限に実行可能なわけではない。種々の制約条件が予期され、中でも給水システムの心臓部ともいべき浄水施設における技術的限界を越えてまで水源と需要の対応を論ずることはできない。したがって、弾力的対応に関する浄水技術上の限界と可能性を検討しておくことがきわめて重要であり、本研究の成否を決定づけることにもなりかねない。そこで、以下浄水技術の弾力性をあくまで計画論的に常に給水システム全体の問題点を念頭に置きつつ、実験的にも分析を加える。取上げる対象の性格上、検討内容が他の部分より若干現象論的に偏らざるおえないのはやむをえない。

第 4 章 沈澱処理能の弾力性分析に関する研究

4・1 節 概 説

先に述べたように本編で取り上げる給水システムの弾力化限界は浄水技術の限界に依存するところが大きい。送配水技術は機械技術の向上にもより、その限界はむしろ経済性に関するものへと移行しているとも考えられるが、浄水技術に関する限り、未だ技術自体に多くの限界を認めざるをえない。特に物理、化学あるいは生物学的影響を受ける水質浄化技術には未知なる現象も多く、概念的なシステムの弾力化推進に対し浄水技術がいかに対応しうるかきわめて重要な問題である。そこで以下浄水技術の内、特に主要な沈澱とろ過を取り上げて検討するが、本章ではその内まず沈澱現象における技術的限界と可能性について再検討する。

沈澱技術の限界と可能性を決定づける要因としては、沈澱機構に関するものと沈澱池流動に関するものに大別することができよう。沈澱機構に関する主要因子として何を取り上げるべきかは単粒子沈降に関する Stokes 公式、および多粒子に関する Steinour 公式などからうかがい知ることができる。

$$\text{Stokes 公式, } v_0 = \frac{1}{18} \frac{\rho - \rho_0}{\mu} \cdot g \cdot d^2 \quad (4 \cdot 1)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Steinour 公式, } v &= \frac{1}{18} \frac{\rho - \rho_0}{\mu} \cdot g \cdot d^2 \cdot \epsilon^2 \cdot 10^{-1.02(1-\epsilon)} \\ &= v_0 \cdot f(\epsilon) \end{aligned} \right\} \quad (4 \cdot 2)$$

ここで、 v_0 は単粒子沈降速度、 ρ は粒子比重、 ρ_0 は水（液）の比重、 g は重力の加速度、 d は粒子径、 ϵ は固液混合液中の液の占める容積率、したがって、 $(1 - \epsilon)$ は液中の粒子容積率。これらの関係式からも明らかなように、粒子沈降機構に関与する重要因子としては、浄水沈澱の場合、フロック径、フロック比重、およびフロック濃度を指摘できる。フロック性状に関する研究はすでに国の内外を問わず多数にのぼり、わが国においても丹保氏〔4・1〕を中心とするフロック形成あるいは性状に関する化学現象論的研究で多数の成果を修めている。これらの研究結果からもフロックの化学的性状の多様性が十分指摘されているが、本研究で取り上げるような総括的現象把握の場合は、上式に示されるように物理的にフロック性状を表示するのが便利である。この場合フロ

ック性状をきわめて総括的に3因子のみで表現することになる。したがって沈殿機構からみた沈殿技術の可能性と限界はフロックの径、比重および濃度と沈殿速度との相関を調べることによってある程度究明しうるであろう。一方、沈殿池流動と沈殿能力の相関については古くより沈殿池形状の決定、あるいは整流壁、導流壁、越流ゼキの設置にも関連して数多くの指摘がなされてきた。近くでは内藤氏による循環流と沈殿能力に関する研究〔4・2〕もあり、いずれも流動と沈殿能力の密接な相関を指摘している。

本章では沈殿能力の可能性と限界を総括的に探ることを目的とするので、以上に述べた両面から検討を加えてゆく必要があり、いずれも実験的検討に依らざるをえない。以下、4・2節では沈殿機構からみた沈殿能力を実験的に追求し、4・3節では沈殿池流動に関連する沈殿能力を実験的に追求してみる。これらの実験結果にもとずき4・4節で沈殿能力限界を探るが、いずれも本研究全般精度に対応して、ここでも総括的傾向把握を第1の目的とする。定量的な結論を得るにはさらに次の段階の研究を待たざるをえないであろう。したがって、いずれの実験においてもいたずらに精度を高めることを避け、特性を把握することにこそ留意する。

4・2節 沈殿機構からみた沈殿能力変動に関する基礎実験

本節では沈殿能力に影響を及ぼす種々の因子のうち、特に沈殿機構上沈殿能力に決定的な影響力を持つ因子について考察を加える。沈殿池流動がもたらす影響について次節で検討するので、ここでは流動特性を除いて考察する。

Camp〔4・3〕は理想沈殿池における除去能を次のように表示している。

$$R = \frac{1}{Q_0} \cdot v \quad (4 \cdot 3)$$

ここで、 R は沈殿除去率、 Q_0 は表面負荷率、 v は沈降速度である。ここで多粒子フロックを想定すれば式(4・2)から次式をえる。

$$R = \alpha \cdot (\rho - \rho_0) \cdot d^2 \cdot f(\epsilon) \quad (4 \cdot 4)$$

$$\text{ただし、} \alpha = \frac{1}{18 \cdot Q_0} \cdot \frac{g}{\mu}$$

水温を一定とみなしうる場合、 α は一定値。いま、きわめて総括的に、式(4・4)に取り上げた因子を沈殿機構関連因子とみなせば、総括的には沈殿除去率はフロックの相対比重と一次の関係にあり、径とは2次の関係にある。問題はフロック濃度に関連する $f(\epsilon)$ が沈殿除去能に与える影

響量で、この点については従来十分な研究が集積されているとはいえない。先に示した Steinour の研究をはじめいくつかの研究があるが、未だ確立された定式化には至っていない。そこで、まずこの R と $f(\epsilon)$ の関係を実験的に追求してみる。さらに、フロックの相対比重およびフロック径が R におよぼす影響についても上述のごとく必ずしも理論通りにゆくとは限らないので今後検討すべき問題として残される。特にフロックは一般に不定形を特徴とし、その径の決定あるいは相対比重の決定は容易でなく、定量化手法としても多くの現実問題が残され、未だ十分な定量例を得るには至っていない。そこで本研究に関連してフロックの相対比重測定法に考察を加え、上記究明に具えたのでこれを附録 9・3 節に収録しておく。

4・2・1 フロック濃度と干渉沈降速度の相関実験

式(4・4)に示されるように、フロック性状が一定とみなしうるとき、沈澱池における沈澱除去能はフロック濃度に応じて変動する。その変動量が本研究で取り上げる沈澱能力変動として有意か否かの判定に既存資料は必ずしも十分でない。そこで、以下この点を実験によって検討しておく。式(4・4)の誘導過程からも明らかなように、フロック多粒子が共存する場合の沈降速度を実測すれば目的を定量化しうる。

4・2・1-(1) 理論的背景

多粒子沈降速度は、Steinour も指する〔4・4〕ように、図4・1に示す粒子の均衡条件で抵抗力 F_r の取り扱いが単粒子の場合と異なってくる。一般に均衡条件は次式で表わされる。

$$\rho \cdot V \frac{dv}{dt} = \rho V \cdot g - \rho_0 V g - (F_r) \quad (4 \cdot 5)$$

V は粒子体積、 F_r は粒子に働く抵抗力。一般に、抵抗力 F_r は液体の運動エネルギー、 $\frac{\rho_0 n^2}{2}$ ，と粒子投影面積 A より、次のように表わされる。

$$\text{単粒子の場合, } F_r' = C \cdot A \cdot \frac{\rho_0 v^2}{2}$$

$$\text{多粒子の場合, } F_r = C \cdot A \cdot \frac{\rho_0 v r^2}{2} \cdot f_1(\epsilon) \quad (4 \cdot 6)$$

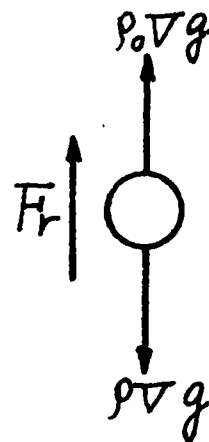


図 4・1 粒子沈降条件概念図

v_r は液と粒子の平均相対速度、($v = \epsilon \cdot v_r$)、 C は抵抗係数。上式の差が単粒子と多粒子の沈降速度差を生む。多粒子の場合、粒子を球型とみなして次式をえる。

$$A = \frac{3}{2} \cdot \frac{(1 - \epsilon)}{d} \quad (4.7)$$

式(4.6)、(4.7)より次式を得る。

$$Fr = \frac{3}{2} \cdot C \cdot \frac{(1 - \epsilon)}{d} \cdot \left(\frac{\rho_0 \cdot v^2}{2\epsilon^2} \right) \cdot f(\epsilon) \quad (4.8)$$

式(4.5)の均衡条件に式(4.8)と次の C の関係を代入して結局式(4.10)をえる。

$$C = \frac{24 \cdot \mu}{\rho_0 \cdot d \cdot \epsilon v} \cdot (Re < 1 \text{ のとき}) \quad (4.9)$$

$$v = \frac{1}{18} \frac{\rho - \rho_0}{\mu} g \cdot d^2 \cdot \frac{\epsilon^2}{f_1(\epsilon)} = v_0 \cdot \frac{\epsilon^2}{f_1(\epsilon)} \quad (4.10)$$

式(4.2)に示す Steinnour 公式は上式 $f_1(\epsilon)$ を実験的に決定したものである。一方、砂層の逆洗から Fair は次の関係を得ている。〔4.5〕

$$v = v_0 \cdot \epsilon^{4.5} = v_0 \cdot \epsilon^2 \cdot \epsilon^{2.5} \quad (4.11)$$

これらの結果はいずれも非凝集性同一径粒子群についての実験から求めたものである。ここでは目的にそって凝集フロックについて実験を行ない、Steinnourの方法にそって式(4.10)の $f_1(\epsilon)$ 決定を試みる。

4.2.1-(2) 実験条件

実測対象フロックとしては一般性を持たせかつ安定した結果を得るために凝集補助剤を併用し、次のように設定した。乾燥した淀川(寝屋川市)河床泥を250 μ フルイで粒径を整えた後、水道水を加えて濁度100度としてこれを原水とする。これに、 $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$, 20 ppm, $CaCO_3$, 10 ppm, 補助剤としてアクチロック1ppm添加して、図4

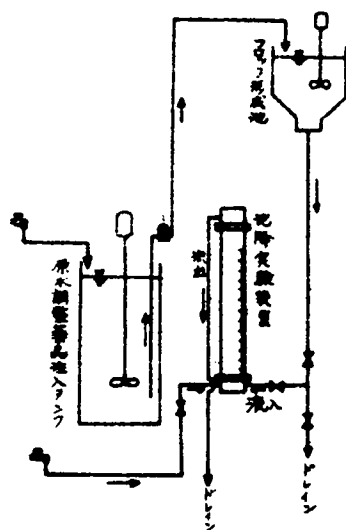


図4.2 多粒子沈降実験、
実験フロー図

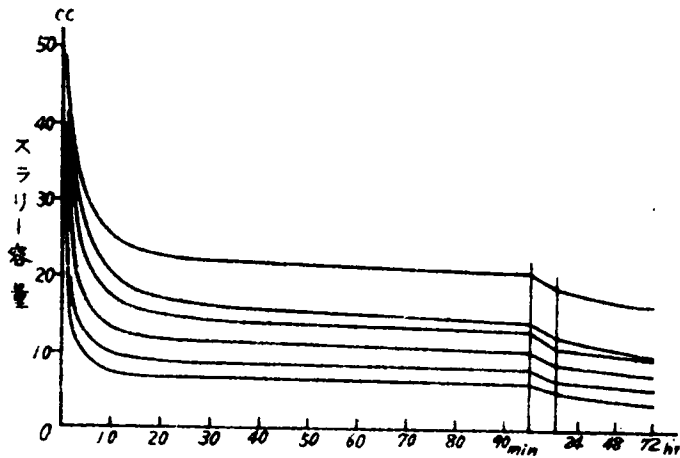


図4・3 フロック層圧密曲線

・ 2 に示す実験フロー図のごとくフロックを作成した。沈降速度実測方法としては、図に示す実測筒であらかじめ安定させたフロック群の界面沈降速度を追跡する。この時のフロック容量の定量は図4・3に示す沈降後の圧密結果より、圧密開始後10分を一つの安定期とみなして、その容積より定量した。実測例は図4・4に示すように比較的安定し、かつ再現性を確保することができた。なお、この実験に使用したフロック群の平均比重は、附録に示した方法で実測した結果 1.002 であった。

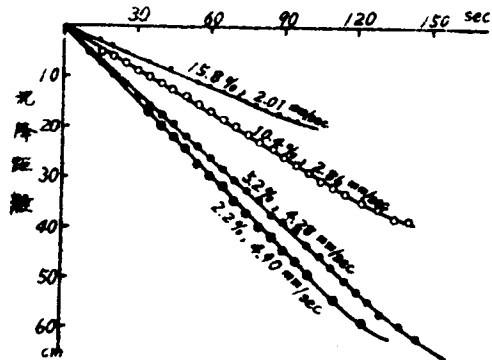


図4・4 フロック沈降実測例

4・2・1-(3) 沈降速度実測結果

実測結果をフロック容量と関係ずけて図4・5から図4・16に示す。図中、

実測曲線をフロック容量 $\epsilon = 1$ に延長したときの沈降速度を単粒子沈降速度 v_0 とみなし、次の $f(\epsilon)$ の定式化を試みる。

$$\frac{v}{v_0} = f(\epsilon) \quad (4.12)$$

全実験結果 (180 点) を最小 2 乗法にて近似定式化して次式をえた。

$$f(\epsilon) = \epsilon^2 \cdot 10^3 (1 - 2\epsilon)(1 - \epsilon) \quad (4.13)$$

Steinour 公式と比較して、10 の指数を Steinour は $-1.82(1 - \epsilon)$ としているが、本実験結果では -1.82 なる定数がさらに ϵ によって変化する値であることを指摘している。凝集性フロックに関する本実験結果の位置づけを明確にするため、Steinour および Fair 公式と比較図示したのが図 4・17 である。

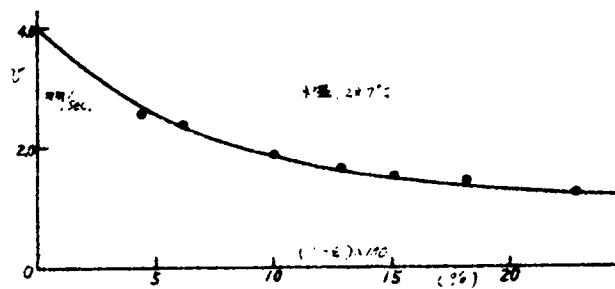


図4・5 多粒子フロック沈降速度実測値 (その1)

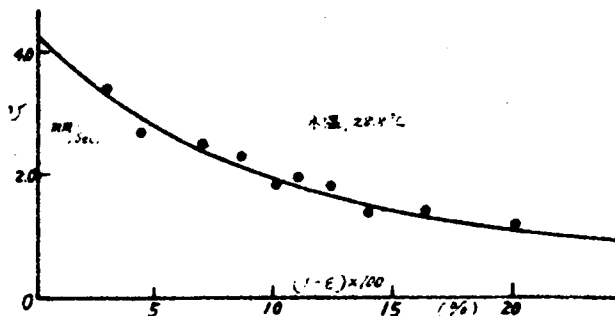


図4・6 多粒子フロック沈降速度実測値 (その2)

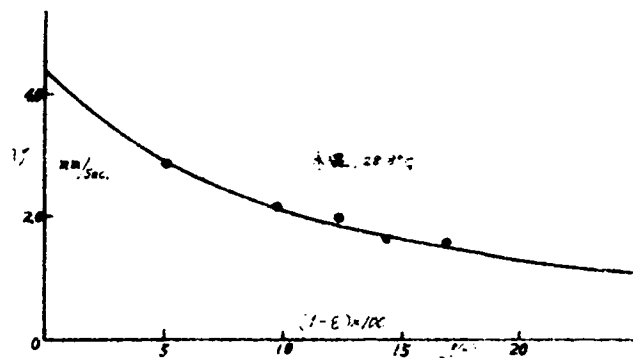


図4・7 多粒子フロック沈降速度実測値 (その3)

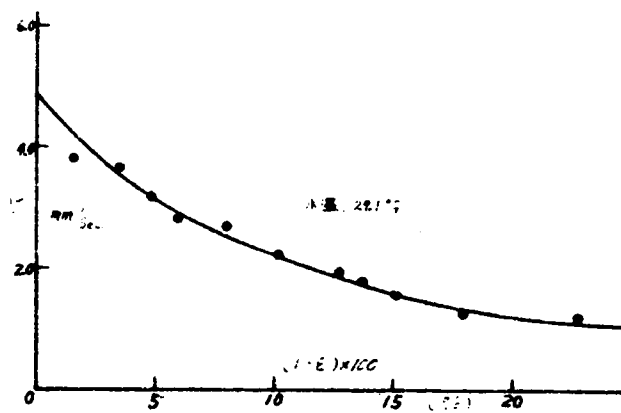


図4・8 多粒子フロック沈降速度実測値 (その4)

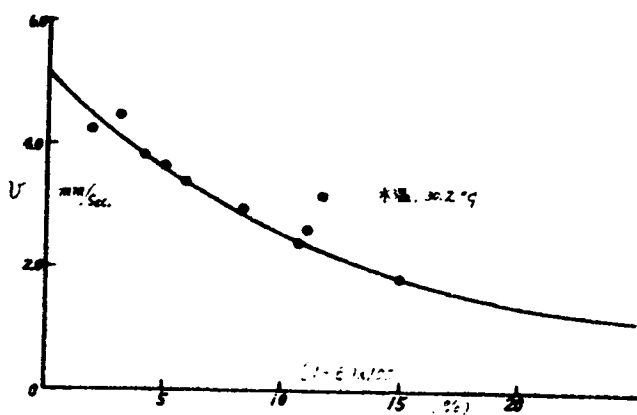


図4・9 多粒子フロック沈降速度実測値 (その5)

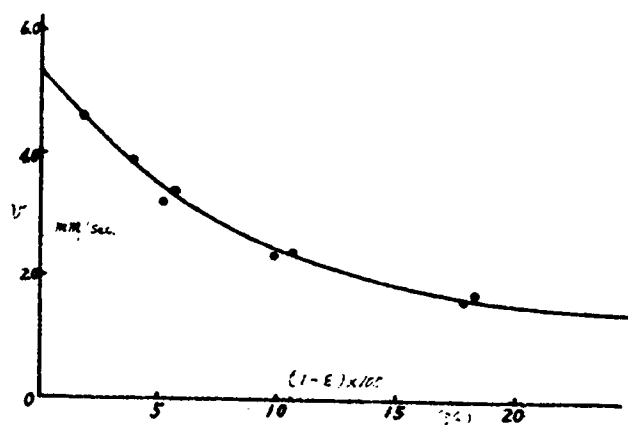


図4・10 多粒子フロック沈降速度実測値 (その6)

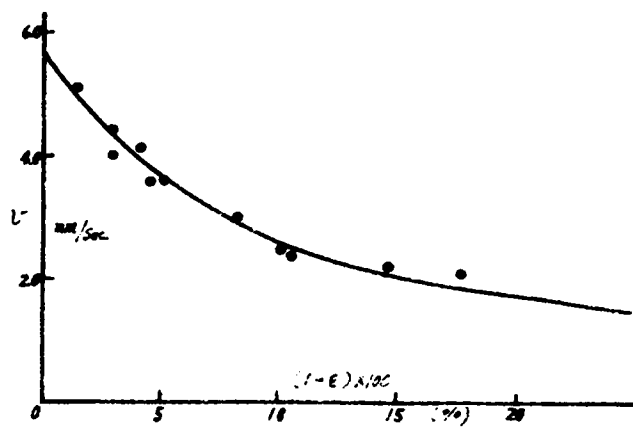


図4・11 多粒子フロック沈降速度実測値 (その7)

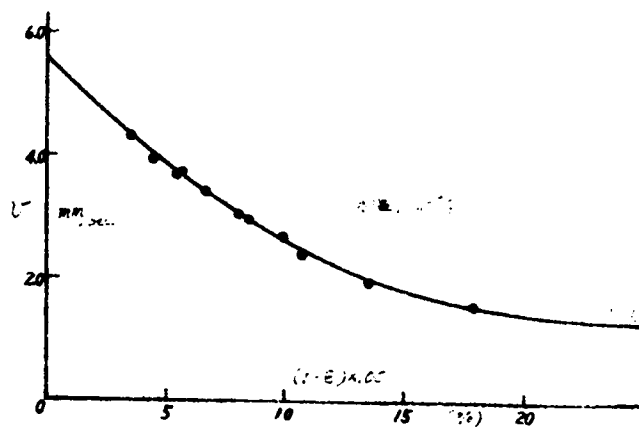


図4・12 多粒子フロック沈降速度実測値 (その8)

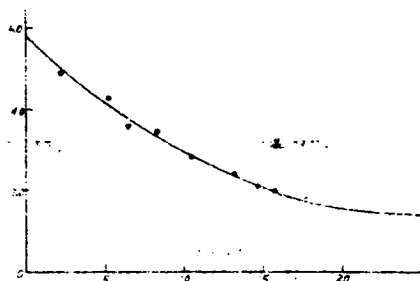


図4・13 多粒子フロック沈降速度実測値(その9)

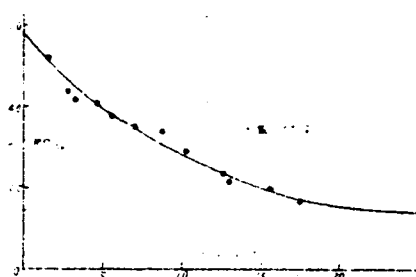


図4・14 多粒子フロック沈降速度実測値(その10)

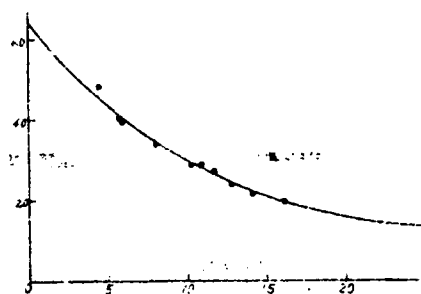


図4・15 多粒子フロック沈降速度実測値(その11)

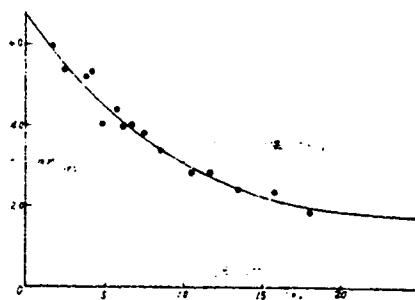


図4・16 多粒子フロック沈降速度実測値(その12)

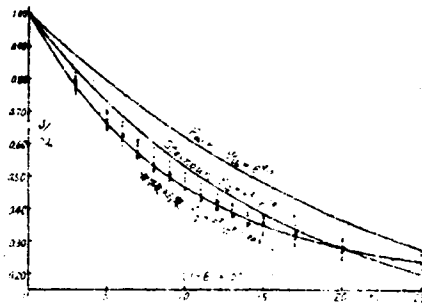


図4・17 実験結果とSteinor
公式、Fair公式との
比較

4・2・2 フロック濃度と沈殿能力変動の相関考察

フロック濃度が沈殿能力に及ぼす影響量は式(4・4)にも示したように $f(\epsilon)$ に直接関係する。いいかえれば式(4・13)から直接推論しうる。さらに若干の流動性を考慮し、沈殿池を完全混合槽と想定した場合についてもフロック濃度の影響量を検討しておく必要があろう。完全混合モデルに基くHazen公式は理想沈殿池とは最も条件が異なる場を想定している〔4・6〕ので、フロック濃度の沈殿能に与える影響量を両面から考察することになる。Hazen公式ではフロック残留率 RR は次式で表わされる。

$$RR = 1.0 - \frac{1}{1 + \frac{T}{H} v_0 \cdot f(\epsilon)} \quad (4 \cdot 14)$$

ここで、 T は沈殿池滞留時間、 H は同水深。

さて、 $(T/H) = 1.0 \text{ (hr/m)}$ 、 $v_0 = 0.7 \text{ (m/hr)}$ の場合について上式に式(4・13)を代入した場合の数値計算例を図4・18に示す。Steinor、Fair 公式についても併記しておく。図からも判るようにフロック濃度が変化すれば、沈殿能力は大巾に悪化する。ただ浄水における凝集沈殿では接触ろ過方式など



図4・18 フロック濃度
と沈殿除去率
の関係

例外を除き、一般にフロック濃度が2000ppm を越えることは少ない。したがって、図4・18で浄水における凝集沈殿が対象となる範囲については、除去能が受ける影響量はきわめて小さくほとんど無視しうる程度であることを確認できる。この結果はすでに古くより上水道関係者に認められてきた事実で、特に目新しいものとはいえない。沈殿池設計で単粒子想定沈降速度が広く用いられてきたのもこの認識によるものであるが、本研究では他の部分で取り上げる変動量の有意性を明確にするためにあえて以上の検討を行なったものである。

4・3節 沈殿池流動からみた沈殿能力変動に関する実験研究

前節では池内流動特性を考慮せず、沈殿池能力変動の可能性について簡単に考察を加えた。池内水流についてはあくまで理想的な均一流を想定したので、結局沈殿池能力はフロックの沈降速度に大きく支配される点のみを指摘した。同時に、水深、滞留時間といった水流条件が沈降速度と同様沈殿能力を左右することをも間接的に示した。しかし、水流条件のうち上記水深などは沈殿施設固有条件で主として施設設計段階で沈殿能力との関連のもとに検討されることが多い。これら固有の流動決定因子は別途検討することにして、先に取り上げた沈降速度にも対応し、以下では管理条件と関連する池内流動に注目してみる。すなわち、時間的に変動しうる流動条件に注目して沈殿池能力の非常変動に考察を加える。

4・3・1 流動に伴う沈殿能力変動に関する理論的考察

沈殿池における除去能力の変動を池内流動と関連づけて考察した研究はすでに数多く、先に取り上げたHazenの研究をはじめFair〔4・7〕、Dobbins〔4・8〕、さらに合田〔4・9〕などの研究に代表される。最近ではこれら先人の研究を適切に分類評価し、さらに独自の循環流モデル考察を行なった内藤の研究〔4・2〕が注目される。いずれも沈殿除去能が粒子の沈降速度のみに支配されるにとどまらず、種々の流動条件から影響を受ける点を追求している。本研究では研究全般を通じて、水量・水質負荷変動に伴う諸変動に注目しているので、沈殿池内のミクロな流動条件変動よりも比較的マクロな流動条件変動を重視している。たとえば、池内での水温分布とか乱流拡散の影響よりも池内水流の流動パターンの影響など沈殿池全体を支配する流動条件に注目する。研究過程としてはまずこの種のマクロな影響を把握してから次にミクロな影響へと発展してゆく必要があろう。したがって研究目標および研究段階から判断して上記内藤の池内全体を通じての循環流モデルなどは本研究に参照すべき点も多い。ただ、最初から循環流の存在を設定するのでな

く、より一般的な流動パターンに考察を加える必要があるので、改めて以下に基本事象の考察から議論を展開してみたい。

4・3・1-(1) 水流による浮遊物輸送に関する合田博士の研究

沈澱池がいかなる水流パターンをとろうとも、部分的には沈降を伴う水流の浮遊物輸送が沈澱池現象の基本である。この水流の浮遊物輸送を沈澱池と結びつけて理論展開した研究として合田の研究〔4・9〕を挙げることができる。W.E.Dobbins の研究〔4・8〕などそれまでの研究を考察した上で、合田は浮遊物輸送に関する理論を次の物質収支に関する基礎式から展開している。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left(D \cdot \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \right) + v \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \quad (4.15)$$

ここで、 c は浮遊物濃度、 t は時間、 x は流下方向、 y は横方向、 z は鉛直方向距離で、 u は x 方向の流速を指す。 D は乱流拡散係数、 v は浮遊物沈降速度。上式では、すでにいくつかの項たとえば $\frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial c}{\partial x} \right)$ など近似消去され数学的な厳密性を欠くが、この種の工学的解釈および取扱ひこそこの際最も貴重である。さて、合田は沈澱池底面に堆積がある場合、ない場合など沈澱池に種々の場合を想定して、適宜境界条件を与えつつ上式を解いている。

本章での沈澱池に関する考察はひとまず上式に基盤を置く。したがって本研究の発展性は乱流拡散を含み同博士によって示された種々の解との関連から明確になる。さらに同博士は近年生物学的光合成、吸着などによる溶解性物質の挙動をも上式に加え理論展開を試ている〔4・10〕ので、これらを参照することにより本研究の発展性はさらに高まる。

4・3・1-(2) 沈澱池内短絡流動の考察

沈澱池では沈澱堆積物のまき上げ再浮上を防止する目的などから池内平均流速を施設設計時に制限するのが一般的で、結果的には流下方向に向う沈澱池断面が相対的にかなり大きく保持される。また、表面負荷率(Over Flow Rate)にも一応の設計目標があるところから、沈澱池表面積も極力大きい方が望ましい。沈澱効率を高揚するために考慮されているこの種の沈澱池構造上の特徴が皮肉にも沈澱池内に一様な水流を困難にしている。特に本研究のように水量負荷変動をも考慮する場合は一段と池内水流の一様性が乱される可能性が大きい。したがって、先に示した式(4・15)で、 y 、 z に関する影響をいかに考慮するかきわめて重要な問題であろう。本章ではこの $y-z$ 断面における水流の不均一性を、総括的に流速の段階的な変化としてとらえ、沈澱池における短絡流の存在を不可避なものとして強調してみたい。すなわち、 $y-z$ 断面における x 方向への

流速分布をすべて広義に短絡流とみなすことにする。徐々に変化する流速分布にある種の条件を設定して境界区分することはきわめて困難なこととして知られているが、境界層の考慮など適切な対応策を導入することができればその区分も概念的に可能となる。ひとたび短絡流としての区分が可能になれば、一区分内での水流条件を一様にみなし、隣接流との相対的な議論に

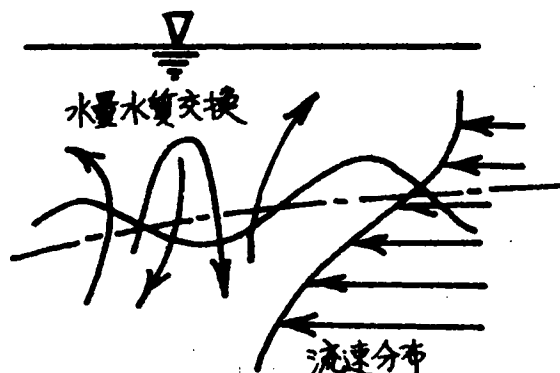


図4・19 短絡流水量水質交換概念図

より問題の取扱いを簡単にすることもできる。各区分短絡流内の浮遊物挙動はそれぞれの区分に式(4・15)を別個に考慮すればよいことになる。図4・19は短絡流表現の一例を示す。

4・3・1-(3) 横から流出入を伴う水流に関する末石博士の研究

沈澱池水流を以上に示したように短絡流に区分できれば、観点を加えて逆に一つの短絡流を中心として沈澱池水流を論ずることが可能になる。

任意の短絡流を取り上げてその水流特性に注目した場合、この短絡流の隣接流との水量・水質交換を主要な特徴として指摘できる。水質は拡散など特殊な例を除き一般に水流に伴ない交換されるものと考えうるので、沈澱池内短絡流を個々に取り上げた場合、横から流出入を伴う一本の非定常流とみなしうる。さて、横から流出入を伴う流れに関する水理学的な研究としては、岩垣・末石両博士による一様な流入のある開水路不定流の研究〔4・11〕がある。その誘導は岩垣博士による開水路の研究〔4・12〕を参照することにして、ここでは図4・20に示すような矩形断面水路の横から流入がある場合の流れの運動方程式および連続の式を引用すればよい。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \alpha \cdot \frac{\partial u}{\partial x} - (\alpha - 1) \frac{u}{h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + g \cos \theta \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \sin \theta - \frac{\tau_0}{\rho_0 R} - \alpha \cdot u \frac{q}{h} \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.17)$$

ここで、 q は単位巾、単位長さ当りの横からの流入量、 u は平均流速、 h は水深、 R は径深、 Q は単位巾当りの流量、 α は運動量の流速分布に対する補正係数、 θ は水路の傾斜角、 τ_0 は底面摩擦応力、 ρ_0 は水の密度、 g は重力の加速度、 x は距離、 t は時間である。両博士は両式の解法および実験的検証を加えた後、特に末石博士は上記基礎式を展開して、雨水の流出現象をはじめ多岐にわたる集配水現象を解明している〔4・13〕。いずれも上式

の工学的解釈と取り扱いに参照すべき点が多い。さらにこれらの研究に一連して同博士により示された特性曲線法による解法の具体化も以下に示すように、本研究で直接活用しうる点が多い。

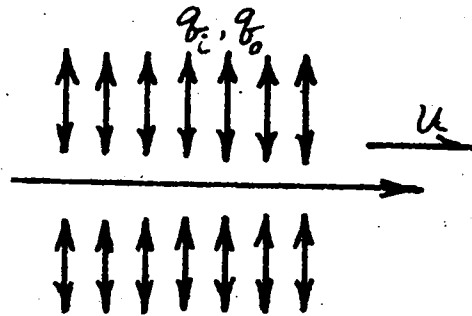


図4・20 短絡流の模式化

4・3・1-(4) 短絡流内水質に関する理論的考察

沈殿池における流動に伴う水質伝播を4・3・1-(2)に示したように短絡流を中心に考察する場合、以上に引用した式(4・15)、式(4・16)および式(4・17)を基盤として理論展開しうるものと考えてみた。図4・21に示すように微小距離 δx 離れた二断面Ⅰ、Ⅱを取り、断面間の一短絡流に注目する。短絡流の流下方向の断面をA、そこでの短絡流平均流速を u_m と均一化して取り扱う場合を想定する。短絡流への流出入水量をそれぞれ、 q_0 、 q_i と表わせば、両断面間

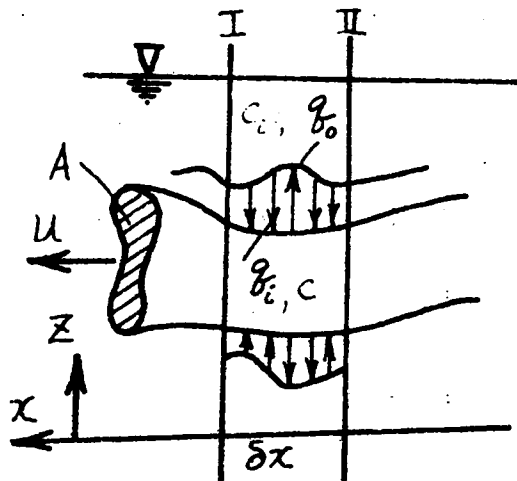


図4・21 短絡流断面における収支均衡

での運動量の変化量は次のように表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_A \rho_0 u^2 \cdot dA \cdot \delta x = \rho_0 \frac{\partial}{\partial x} (\alpha \cdot u_m^2 \cdot A) \cdot \delta x \quad (4.18)$$

運動量の時間当り変化量は次のように表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho_0 u \cdot dA \cdot \delta x = \rho_0 \frac{\partial}{\partial t} (u_m \cdot A) \delta x \quad (4.19)$$

いま、定量しがたい短絡流の原因力（あるいはDriving Force）をひとまず単位長当り f と表わせば、上記両式より次式を得る。

$$\frac{\partial}{\partial x} (\alpha \cdot u_m^2 \cdot A) + \frac{\partial}{\partial t} (u_m A) = f / \rho_0 \quad (4.20)$$

一方、短絡流に関する連続の式は式（4.17）と同様次のように表わされる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (u_m A)}{\partial x} = (q_i - q_0) \quad (4.21)$$

図4.21における水質連続の式は式（4.15）に q_0 、 q_i 移動の影響量を追加考慮するだけでよい。短絡流内の拡散を無視しうる場合は次式で表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (c A) + \frac{\partial}{\partial x} (c \cdot A \cdot u_m) = v \frac{\partial}{\partial z} (c A) + (c_i \cdot q_i - c \cdot q_0) \quad (4.22)$$

短絡流に関する水流、水質問題は基本的には式（4.20）、式（4.21）および式（4.22）を解くことによって解明しうる。なおこのとき、隣接流（あるいは隣接短絡流）についても以上と同様の式が成立するので、これらと連立して解けばよい〔4.14〕。

解法の一例として特性曲線法〔4.13〕による図式解法あるいは数値計算法について以下簡単に考察を加えておく。流動については式（4.20）および式（4.21）より次式をえる。

$$I_{\pm}; \quad \frac{dx}{dt} = \{ \alpha \pm \sqrt{\alpha(\alpha-1)} \} \cdot u_m \quad (4.23)$$

$$II_{\pm}; \quad - \{ (\alpha-1) \pm \sqrt{\alpha(\alpha-1)} \} u_m \cdot \frac{dA}{dt} + A \cdot \frac{du_m}{dt} = \pm u_m \cdot (q_i - q_0) \\ \times \{ \sqrt{\alpha(\alpha-1)} \pm \alpha \} - (f / \rho_0) \quad (4.24)$$

近似的に、 $\alpha \cong 1.0$ とみなしうるとき、上式は次のように簡単になる。

$$I_{\pm}; \quad \frac{dx}{dt} = u_m \quad (4.23)'$$

$$II_{\pm}; \quad A \cdot \frac{du_m}{dt} = \pm u_m \cdot (q_i - q_0) - (f/\rho_0) \quad (4.24)'$$

水質については式(4.22)における右辺第1項を近似的に次のようにみなすことも可能である。

$$v \cdot \frac{\partial}{\partial z}(cA) \cong v \cdot (c - c_i) \cdot A_s \quad (4.25)$$

ただし、 A_s は図4.22に示すような流れ方向単位長当り沈降面積。このとき、式(4.21)および式(4.22)から次の関係を与える。

$$\frac{dc}{dt} \cong \frac{q_i}{A} (c_i - c) - \frac{1}{A} \{ v \cdot A_s (c - c_i) \} \quad (4.26)$$

ただし、 $\alpha \cong 1.0$ とみなしている。

矩形沈殿池で図4.23に示すように巾方向に一樣な短絡流が存在するとき、 q のディメンジョンを速度項として表示すれば簡単に次の関係を与える。

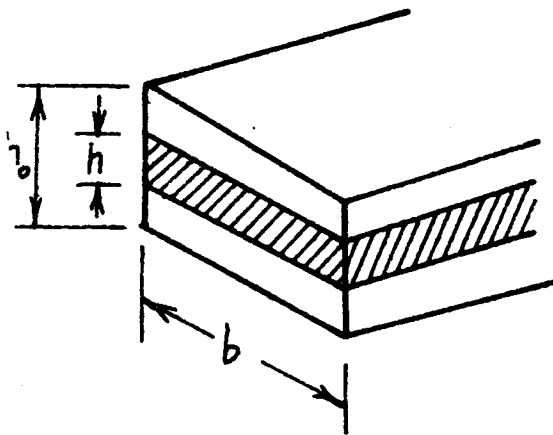


図4.23 矩形沈殿池内短絡流の模式化

$$\left. \begin{aligned}
 h \cdot \frac{du_m}{dt} &= u_m (q_i - q_0) - \frac{1}{b} (f / \rho_0) \\
 \frac{dc}{dt} &= \frac{q_i}{h} (c_i - c) - \frac{v}{h} (c - c_i) \\
 \frac{dc_i}{dt} &= \frac{q_0}{h_0 - h} (c - c_i) - \frac{v}{h_0 - h} (2 \cdot c_i - c) \\
 \frac{dx}{dt} &= u_m \text{ or } u_0
 \end{aligned} \right\} \quad (4.27)$$

ただし、 h_0 , b はそれぞれ矩形沈殿池の水深、巾。 h は短絡流の深さ方向長さ。 u_0 は隣接流平均流速。さらに総括的に取り扱い、 $q_i = q_0 = k \cdot u_m$ とみなしうるとき、上式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned}
 h \cdot \frac{du_m}{dt} &= -\frac{1}{b} (f / \rho_0) \\
 \frac{dc}{dt} &= \frac{1}{h} (k \cdot u_m + v) (c_i - c) \\
 \frac{dc_i}{dt} &= \frac{-1}{h_0 - h} (k \cdot u_m + v) (c_i - c) - \frac{v}{h_0 - h} c_i \\
 \frac{dx}{dt} &= u_m \text{ or } u_0
 \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

これらの式によって沈殿池における短絡流の水質値を追跡しうる。

4・3・1-(5) 特性曲線法による水質追跡

式(4・28)を図式的に解く場合について簡単に考察をつづける。まず、次式のごとく表現すれば、式(4・28)は式(4・30)のように簡単に表わされる。

$$\left. \begin{aligned}
 h &= r \cdot h_0, \quad (0 \leq r \leq 1) \\
 p &= -\frac{1}{b} (f / \rho_0) \\
 m &= \frac{(k u_m + v)}{h_0} (c_i - c) = m' (c_i - c) \\
 S &= \frac{(k \cdot u_m + v)}{h_0} \cdot (2 \cdot c_i - c) = m' (2 \cdot c_i - c)
 \end{aligned} \right\} \quad (4.29)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{dx}{dt} &= u_m \text{ or } u_0 \\
 \frac{du_m}{dt} &= \frac{p}{k_0} \cdot \frac{1}{r} \\
 \frac{dc}{dt} &= \frac{1}{r} \cdot m \\
 \frac{dc_i}{dt} &= - \frac{1}{(1-r)} \cdot S
 \end{aligned} \right\} \quad (4.30)$$

以上を通じて最も問題になるのは f 値（あるいは p 値）の決定で、一般的にいえば実験あるいは実測によって逆算するのが最も望ましい。今後、短絡流内外の水頭測定によって f 値を正確に決定できるはずであるが、現段階では種々の値を仮定して水質値を算定し、これを実測値と比較することによって逆に吟味してゆくという消局的な方法をとらざるをえない。結局、水質追跡法としては式(4.30)を図4.24から図4.30に示すように図式化して、微小時間 Δt 間隔ごとに c 、 c_i の変化量 Δc 、 Δc_i をこれらの図から求めてゆけばよい。もちろん、式(4.30)を図式化せずにコンピューターを用いて数値計算することも可能である。

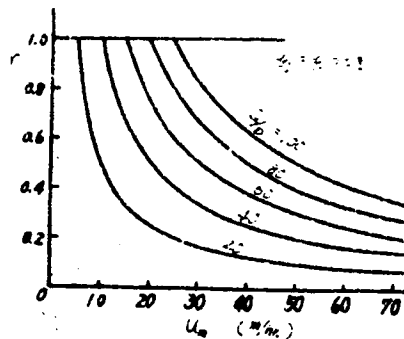


図4.24 式(4.30)の図式
解法(その1)

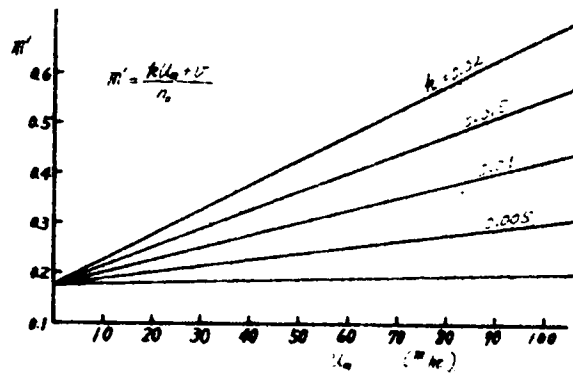


図4・26 式(4・30)の図式
解法(その3)

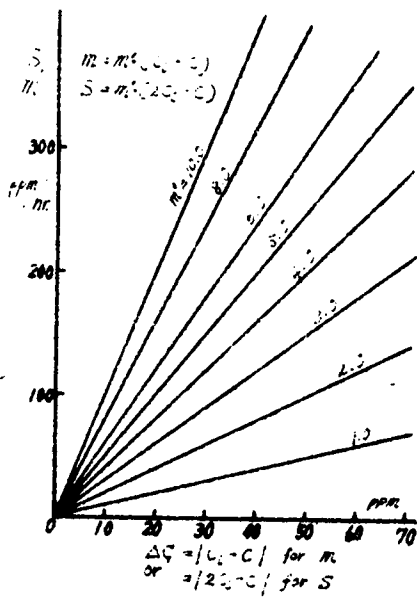


図4・27 式(4・30)の図式
解法(その4)

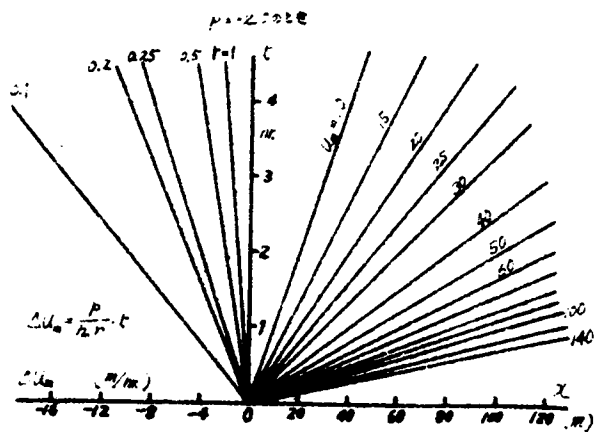


図4・25 式(4・30)の図式
解法(その2)

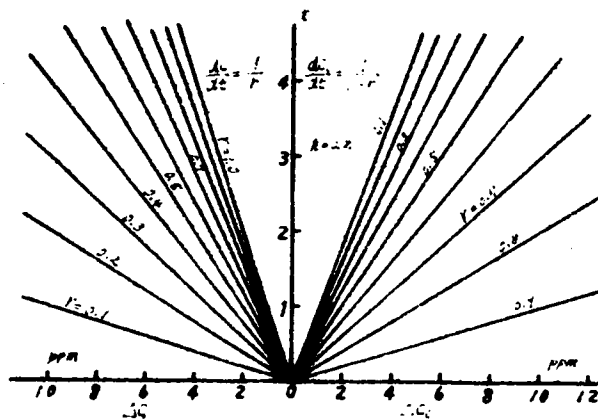


図4・30 式(4・30)の図式
解法(4・35)

4・3・2 理論検証流動実験

以上の理論的考察ではいくつかの仮定条件を含むので、それぞれの妥当性が問われる。特に以上の検討では池内に共存する複数短絡流について未検討であること、短絡流を図4・31に示すよう

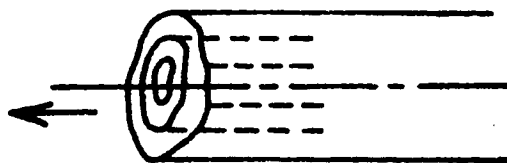


図4・31 複層短絡流概念図

に複層に取り扱っていないこと、さらにまた短絡流の池内循環を取り扱っていないことなど今後問題を残す。しかし、これらの問題も計算の手数が増えるのみで、以上に示したと同様容易に検討しうるものと考えられる。本研究では必ずしも現象の忠実な追跡を目的としていないので、ひとまずこれまでの総括的理論考察を実験的に検証してみる。ただ、ここでは以上のモデル考察の適応

限界を調べることを第一の目的とし、比較的定性的な実験に終始する。定量的な実験は次の4・3・3での中間プラント実験にゆずる。

4・3・2-(1) 実験方法

深さ10.5cm、長さ約145cm、巾98.0cmの塩ビ製沈澱池模型に図4・32に示すように、流入部と中間部に間隔68cmに保ち多孔整流板（孔径8mm、縦横孔中心間隔2cm）を設置し、これをスリットにすべく所定の孔のみを残して他の孔を塞ぐ。スリット巾によって沈内水流に人為的短絡流を発生する。流動に伴う水流特性から想定モデルの妥当性を調べることができるので、フロックの沈降速度 $v=0$ のときの実験を行なう。すなわち、流入スリット部に均等にNaCl溶液を注入し、流下スリットでの濃度伝播を電極にて実測し、自動記録計に結果を記録する。

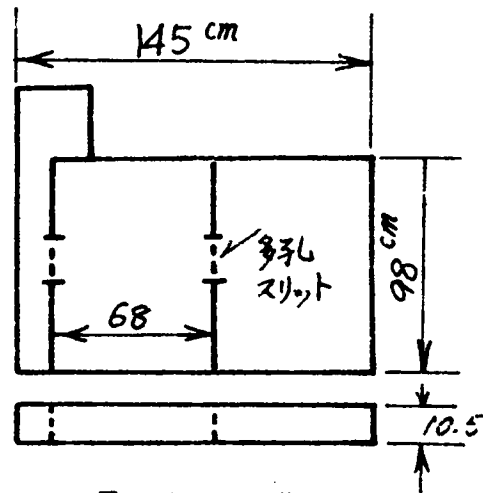


図4・32 沈澱池模型槽

4・3・2-(2) 実験結果と理論値の相関表示

スリット巾を $r=0.04$ 、 0.17 、 0.33 および 0.58 にした場合の実測NaCl濃度を図4・33から図4・41に示す。ここで $r=0.04$ とは、槽の流下方向に向って直角な断面積に対するスリット開口面積が4%であることを指す。槽内にスリットと同一 r の短絡流が発生しているものと想定した場合、式(4・30)にて下流端でのNaCl濃度を算定しうる。 p 値を -2.0 とした場合の理論濃度曲線を図中に併記した。短絡流と隣接部との交換水量 q を表わす k 値をパラメータとして表示している。

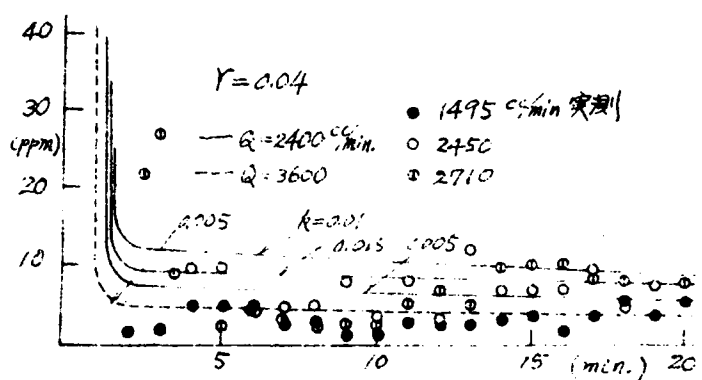


図4・33 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論
追跡 ($r=0.04$ のとき, その1)

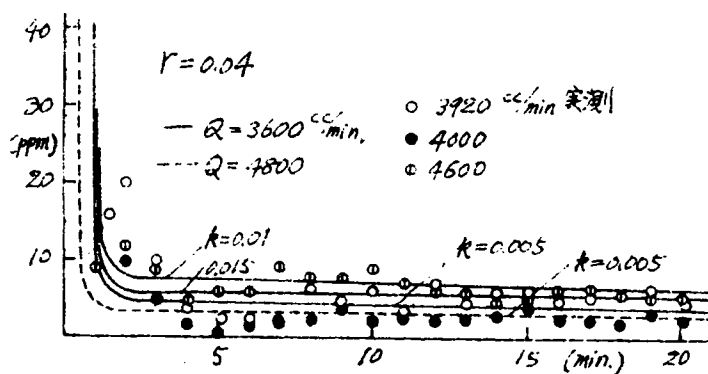


図4・34 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論
追跡 ($r=0.04$ のとき, その2)

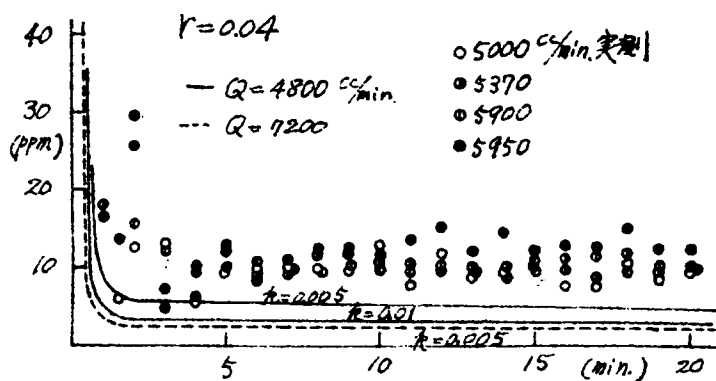


図4・35 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡 ($r=0.04$ のとき, その3)

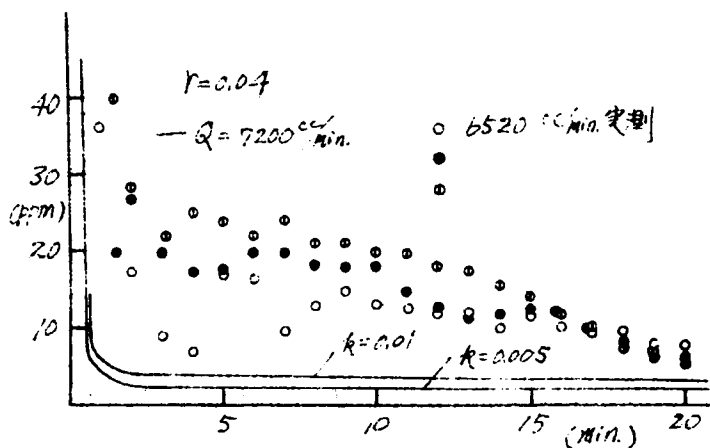


図4・36 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡 ($r=0.04$ のとき, その4)

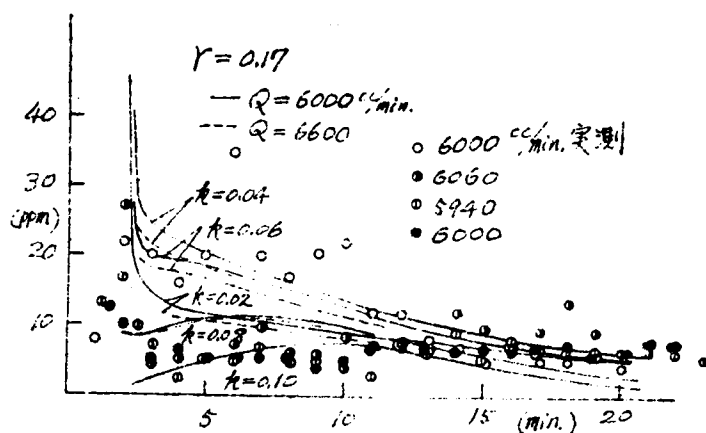


図4・37 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡($r=0.17$ のとき, その1)

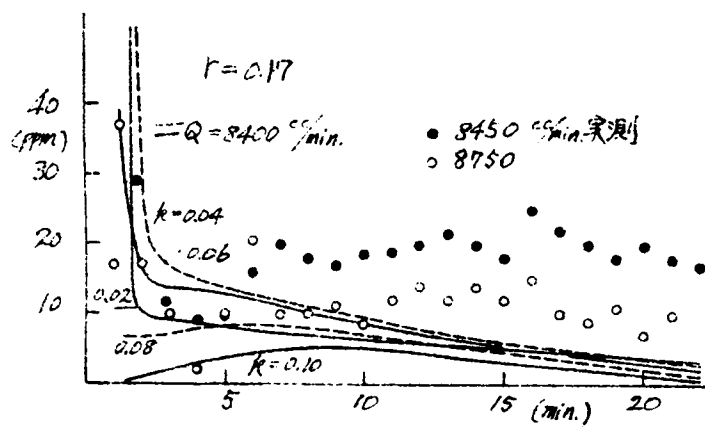


図4・38 沈殿池流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡($r=0.17$ のとき, その2)

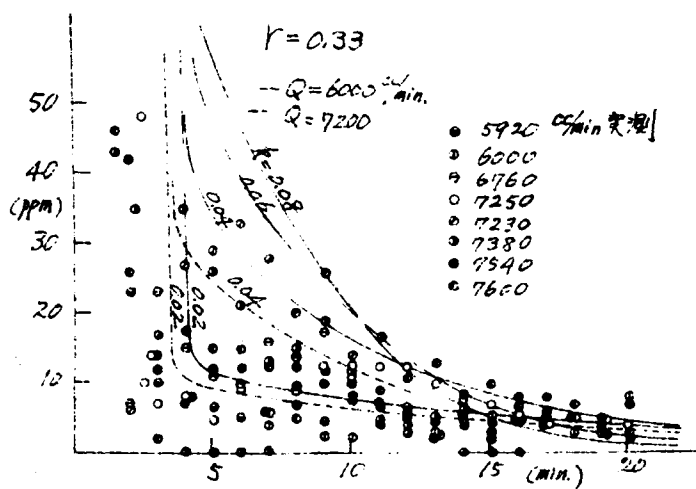


図4・39 沈殿池流動トレーサー実験の結果と
水質理論追跡 ($r=0.33$ のとき)

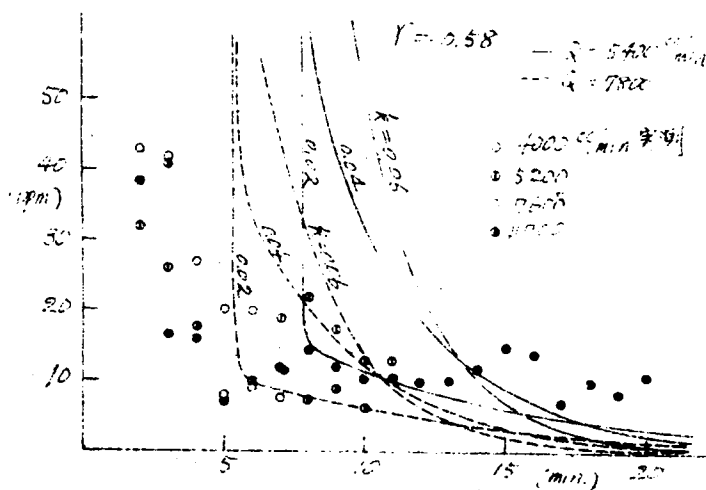


図4・40 沈殿池流動トレーサー実験の結果と
水質理論追跡 ($r=0.58$ のとき)

4・3・2-(3) 短絡流モデルの検証

図4・34から図4・41に示した理論曲線と実測値の相関図から直接判明する事項にまず注目してみる。一連の $r = 0.04$ の場合の結果をみれば、水量負荷量が小さいときは短絡流モデルの成立を認めうるにもかかわらず、水量負荷量が大きくなるにつれて適応限界が出てくることが判る。実験で平均滞留時間が10分を下まわる水量負荷では流下NaCl濃度が時間的に分散する傾向が現われる。つまり、初期流達時に流出する実測濃度は理論値より小さく、池内にとどまる濃度の存在がわかる。初期流達時に池内にとどまっている濃度はその後徐々に流出して理論値より高濃度を示す。初期流達時に濃度が池内にとどまる理由は流出濃度曲線に複数ピークを認めるところから判断しても循環流の発生によるものと判定できよう。以上の $r = 0.04$ の場合の結果だけからも上記短絡流モデルの適応限界の存在が明らかとなる。かつ、適応限界を越える場合は先記内藤による循環流モデルに移行すべきであろう。 $r = 0.17$ の場合についてもほぼ同様の結果をえている。そこで、 $r = 0.33$ および $r = 0.58$ の場合の実験としては平均滞留時間が10分を上まわる水量負荷の比較的小さい場合について実測を行なっている。結果は結論的に言って、循環流の発生は認められない代りにこれら短絡流断面が大きくなる場合は図4・31に示すような複層短絡流を認めうる。つまり、短絡流内流速を単に u_m と均一化しえない程の分布発生が認められる。これは理論流達時間よりも実測流達時間が早まる事実から明確に指摘できる。

4・3・3 中間プラント沈殿池流動実験

前項では、一応理想的な水流を期待しうる小規模実験槽に人為的かつ既知の短絡流を発生させ、その特性を実験的に検討した。実験結果より定性的にはあるが水量負荷が異常に大きくなり、かつ短絡部があまり大きくないときは短絡流モデルで沈殿池流動特性を追究しうることが明らかになった。さらに検証を深めるために実験的検討を続行することにして、次は人為的でない自然発生的な短絡流を対象にする。図4・42にも示す京都大学衛生工学教室地下に設置の浄水実験プラントは実験装置として規模も大きく、理想流動と実際施設流動との中間的特性を持つ。沈殿槽では偏流あるいは短絡流の存在も十分予測できるので、本施設を用いて前項実験を発展する。ただ、短絡流の発生を明確にするために流動追跡トレーサーとしてNaClを用いる。NaCl溶液は比重が水よりやや重く、短絡流発生を助長する。

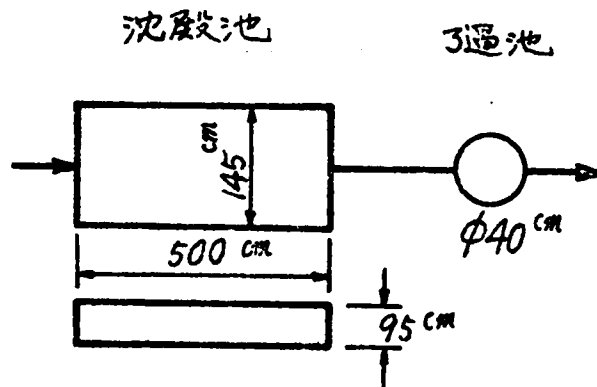


図4・42 中間プラント実験装置

4・3・3-(1) 実験方法と実験結果

図4・42に示す深さ95 cm、長さ5 m、巾145 cmの沈殿池の流入側たとえば原水調整槽あるいはブロック形成池にNaClを注入する。流入NaCl濃度を先の実験と同様電極法で実測し、沈殿池流出液のNaCl濃度をも同時に追跡する。

実測結果の一例を図4・43から図4・46に示す。本実験では短絡流の大きさ r が未知であるので、 r をパラメーターにして理論曲線を図中に併記した。理論値が実測値を忠実に追跡するにはいたらないが、短絡流モデルが本研究で取り上げている浄化能の弾力性を総括的に把握するのに十分効果的であることを確認できた。さらに、本実験プラントでの流動には断面率1～2割の短絡流があり、短絡流と隣接水との交換水量は流速表示でほぼ流下方向流速の約0.5から1%であることも定量的に確認できる。

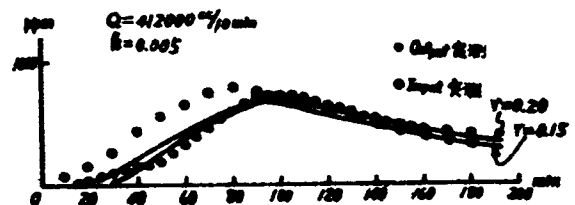


図4・43 中間プラント沈殿池における流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その1)

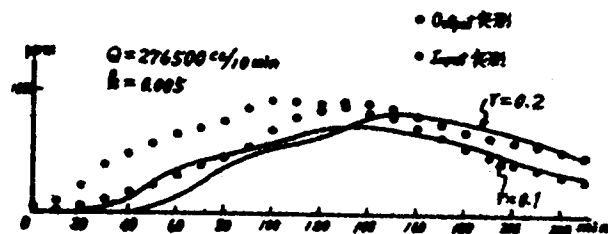


図4・44 中間プラント沈殿池における
流動トレーサー実験の結果と
水質理論追跡(その2)

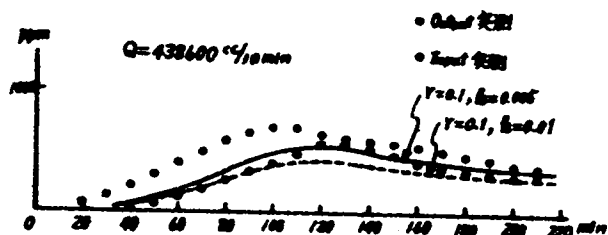


図4・45 中間プラント沈殿池における
流動トレーサー実験の結果と
水質理論追跡(その3)

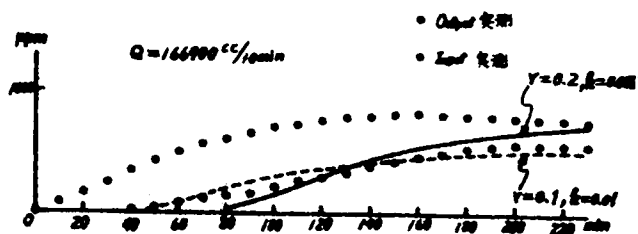


図4・46 中間プラント沈殿池における
流動トレーサー実験の結果と
水質理論追跡(その4)

4・3・3-(2) 水量負荷変動実験

さて、第Ⅱ編Ⅱ-1での需要量変動と対応して沈殿池能力の弾力性を論ずる場合は、水量負荷変動に伴う沈殿能力変動がきわめて重要な問題となる。前記中間プラント実験に一連して、水量負荷変動が発生した場合に沈殿池流動はいかに影響を受けるか実験してみた。変動パターンが無数に考えられるので十分定量的結論を得るには至っていないが、結果の一例を図4・47に示す。最も危険例である階段的流量変動について実験したもので、流量を瞬間的に大巾に変化させている。この結果から判断する限りでは、池内流動あるいは水質への影響はあまり大きくない。この理論的定量を行なうために、以上に示したと同じく式(4・30)を用いて流量変化時の境界条件を変えつ

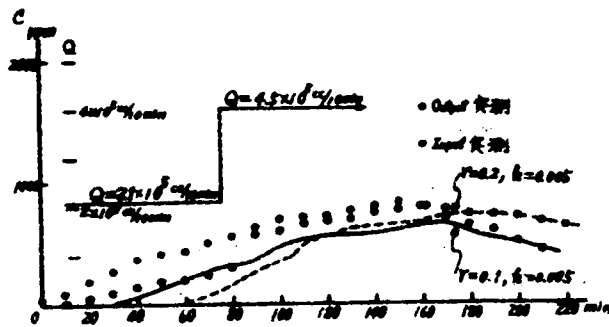


図4・47-(1) 中間プラント沈殿池における
流入負荷変動実験の結果と水
質理論追跡(その1)

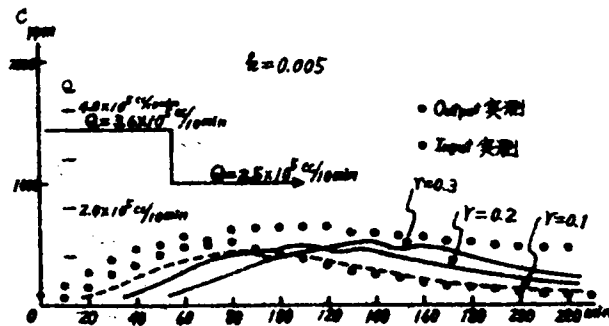


図4・47-(2) 中間プラント沈殿池における
流入負荷変動実験の結果と水
質理論追跡(その2)

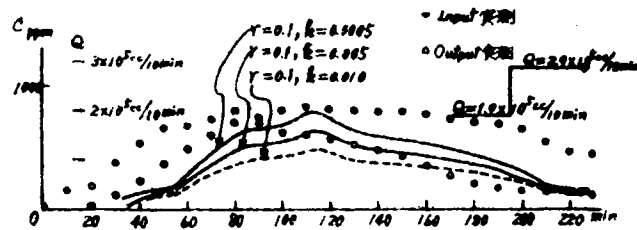


図4・47-(3) 中間プラント沈殿池における
流入負荷変動実験の結果と水
質理論追跡(その3)

つ追跡してみた。結果を図中に併記しているが、図4・47-(1)にもみられるように、流量変化直後は池内に乱れが発生するもようで、理論曲線と実測値に差が生ずる。流量変動の影響で、しばらくの間実測値は理論値より悪化し、その後水流が安定すれば再度理論式で追跡しうる。このとき、短絡流断面が流量増によって成長し大きくなっていることが推論でき興味深い。この水量負荷変動に伴う池内流動への諸影響の定量については未だ推論の域を脱しえず、今後究明すべき問題として残す。

4・3・3-(3) 森尾・坂本による沈殿実験の解析

以上は沈降性粒子を含まない沈殿池内流動特性を追跡してきた。沈降性粒子が含まれる場合は、池内流動パターンは不変で、沈降性粒子の沈殿現象がこれまでの検討に加味されるのみと考えるのが最も常識的であろう。つまり、4・3・2以下のこれまでの実験では式(4・27)あるいは式(4・28)で $v=0$ とみなしうる場合について理論を検証してきた。問題は、 $v \neq 0$ のとき、すなわち実際沈殿池におけるごとく沈殿現象を伴う場合にも同様の仮説をもとに理論的追跡が可能かどうかである。つまり、一般浄水プロセスにおけるごとく浮遊フロックを伴う沈殿池での理論検証が必要になる。

森尾・坂本は昭和40年先に示した中間プラントで浄水実験を行なっている。桂川河床堆積泥を水道水に混入して作った人工原水に硫酸バンドおよび凝集補助剤を注入してフロックを形成し、これを用いて浄水実験を行なったものである〔4・15〕、〔4・16〕。沈殿池形状は先の実験とは若干異なり、水深45cm、巾145cm、長さ5m20cmとし、種々の流入水質変動時の沈殿除去効率を検討している。そこで、ここでは $v \neq 0$ のときの理論検証のために彼らの実験結果を理論的

に解析してみる。解析方法としては、実測流入水質を初期条件として、池内水質変化を式(4・28)で追跡する。流出水質算定値と実測流出水質を比較検討し、その合致度から理論式を検証する。図4・28から図4・54は実測値追跡結果の一例で、これらの実験では短絡流の断面率 r が0.2~0.4, 短絡流と隣接流との水量交換率 k が0.01~0.03, さらにフロックの沈降速度 v が一例を除きほぼ1~3 cm/minであったものと推論しうる。いずれも流出水質の実測値と算定値の合致度は高く、 $v \neq 0$ のときについても十分な理論検証を行ないえたものと考えうる。さらに、流入水質の大巾な変動はどの場合にも圧縮され、いわゆる弾力的な沈殿除去能が発揮されていることを十分確認しうる。極端な一例として図4・54などでは280分前後で流入水質は50%近く変動しているが、この変動でさえ流出水質に対しほとんど影響を及ぼさないことを理論的にも実験的にも明示している。

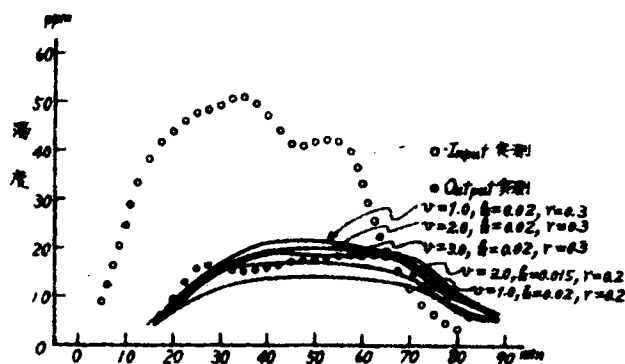


図4・48 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡(その1)

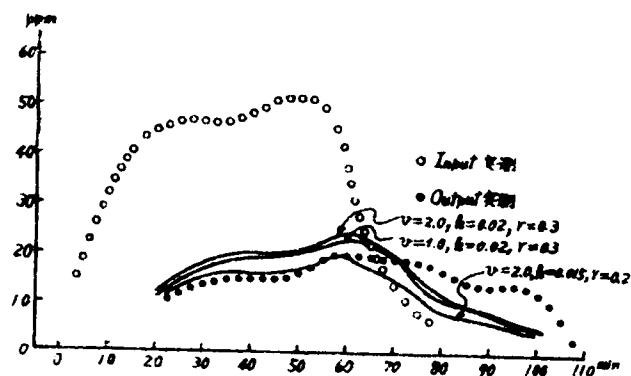


図4・49 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡（その2）

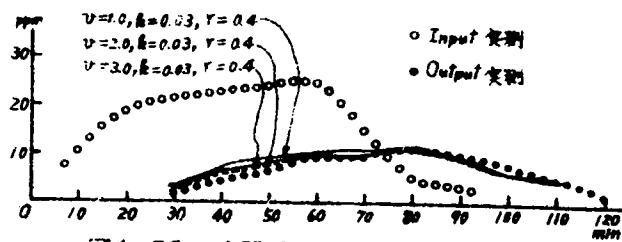


図4・50 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡（その3）

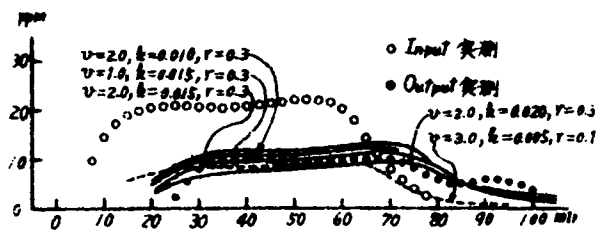


図4・51 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡(その4)

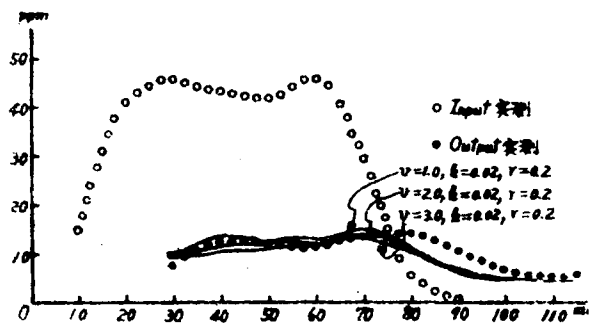


図4・52 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡(その5)

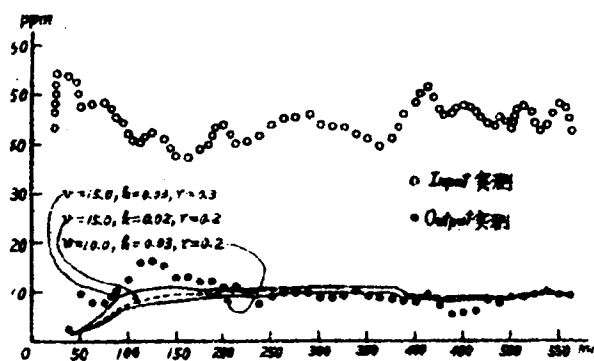


図4・53 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡（その6）

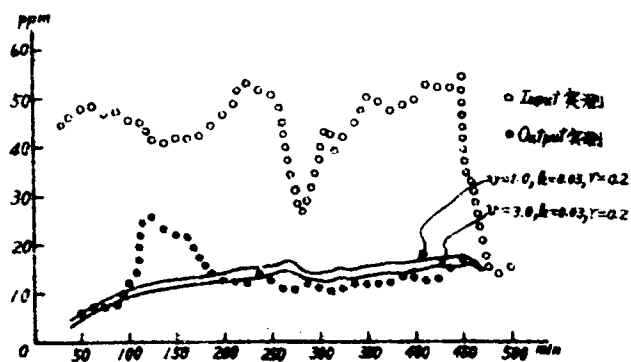


図4・54 中間プラント沈殿池における
沈降性濁質沈殿実験の結果と
水質理論追跡（その7）

4・4節 沈殿能力の弾力性

以上、理論的および室内実験的に沈殿処理能力に期待しうる弾力性を分析してきた。特に短絡流に隣接する流速の遅い流れあるいは死水が種々の流入条件変動に対し、効果的緩衝作用を発揮しうることに重点的検討を加えてきた。短絡流が期待通りに存在しさえすれば、弾力的沈殿処理を期待しうることをこれまですでに実験的にも実証しえたと考える。しかし、問題は実際施設にも同様の短絡流が存在するか否か、あるいは同様の短絡流モデル考察が可能か否かである。もし、以上と同様の理論追跡が可能であるならば、実際池における種々の流入条件に対しいかなる処理能を期待しうるか容易に理論的に推定しうる。そこで、以上の検討結果を実際池にも適用してみるために、大阪市豊野浄水場における水質実測値〔4・17〕を理論曲線で追跡してみた。図4・55は同浄水

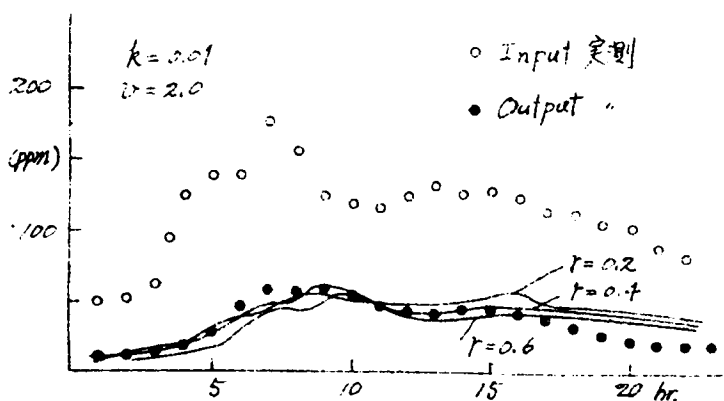


図4・55 浄水場沈殿池における除去実績と水質理論追跡（その1）

場流入濁度が大巾に変化したときの原水濁度および沈殿処理水濁度の実測値を示す。図中に併記した理論曲線から当沈殿池には流下断面積の4～6割程度の断面を保有する短絡流が存在していたことを仮想しうる。このとき想定しうるフロック沈降速度は約2（m/hr）で、隣接流との単位水量交換量を流下方向流速の約1%とみなしている。これらの値を理論式に代入して原水水質を追跡すれば、理論流出水質はほぼ実測値に一致しうるということがわかる。ただ、原水水質が急激に悪化しはじめた時点および原水水質が安定しはじめて後は理論値と実測値に差が認められる。これは常識的にはフロック性状が原水水質の変化によって若干変化を受けたものと考えうる。理論曲線ではフロ

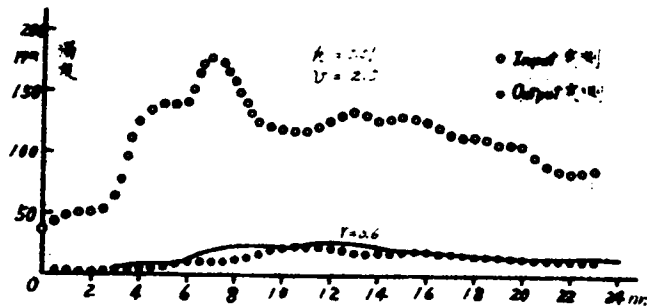


図4・56 浄水場沈殿池における除去実績と水質理論追跡(その2)

ック性状を一定とみなしているため両値に部分的な差異がみられる結果となっているが、短絡流モデル考察を目的とする本章では二義的な問題といえる。以上と全く同様にして沈殿滞留時間を長く取った場合の理論追跡結果を図4・56に示しておく。いずれもかなりの精度で短絡流モデルによる水質追跡の妥当性を認めうる。さらにいえば、4・3・2に示した模型実験、4・3・3に示した中間プラント実験、さらに上に示した実際池における結果と順次理論値と実測値の合致度が増大しているとさえいえる。これは、理論考察段階で考慮した種々の近似的取り扱いが実際池を念頭においたものであるからにほかならない。

以上から、理論水質追跡法を実際池へ適用可能とみなすこともできるので、つぎに実際池沈殿に種々の水質・水量流入条件が発生した場合にいかん沈殿処理されるかをいくつかの例を取り上げて検討を加えておく。これらの結果から沈殿処理能の弾力性を定量化しうる。

まず流入水量が一定条件

下で、流入水質が正弦波状に変動流入するときを取り上げる。図4・57から図4・60に示すように、変動周期によって処理程度は異なるが、いずれも短絡部断面が小さければ小さいほ

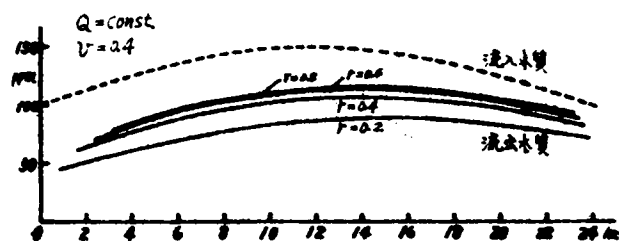


図4・57 沈殿池水質処理能の弾力性(その1)

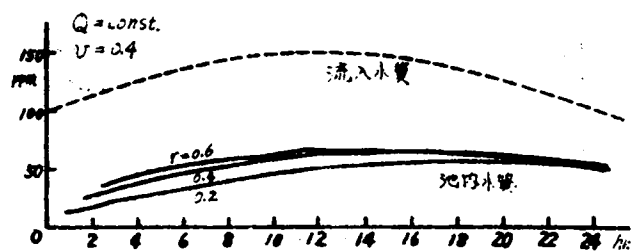


図4-57' 沈殿池水質処理能の弾力性 (その1)'

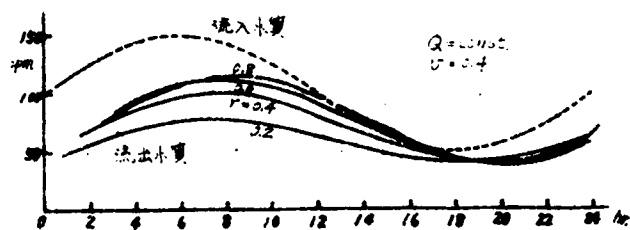


図4-58 沈殿池水質処理能の弾力性 (その2)

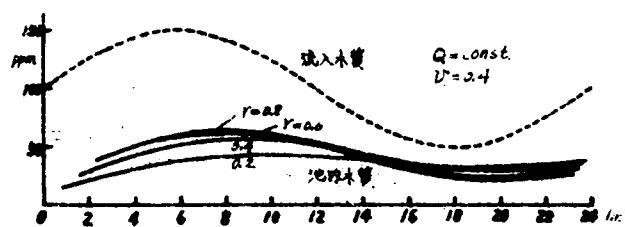


図4-58' 沈殿池水質処理能の弾力性 (その2)'

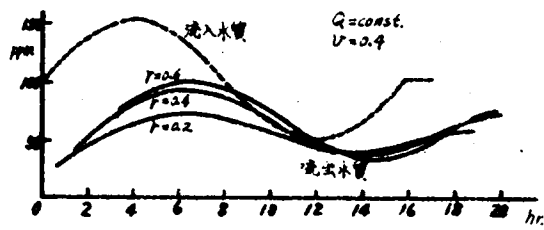


図4-59 沈殿池水質処理能の弾力性(その3)

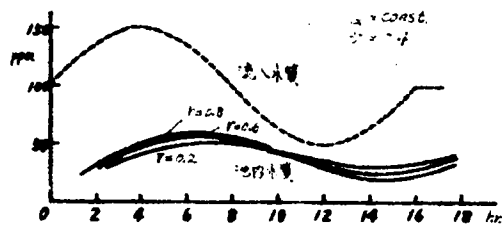


図4-59' 沈殿池水質処理能の弾力性(その3)'

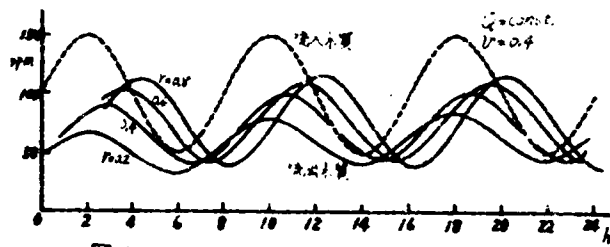


図4-60 沈殿池水質処理能の弾力性(その4)

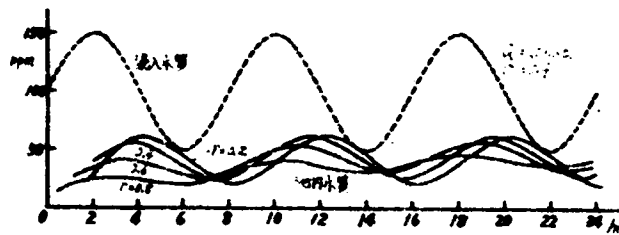


図4-60' 沈殿池水質処理能の弾力性(その4)'

ど処理水質は圧縮され、いわゆる弾力的処理を期待しうる事がわかる。参考のためにそれぞれの場合における隣接流の水質をも池内水質として図示しておく。沈殿処理能の弾力性は目的に応じてこれらの図からあるいは同様の追跡から定量化できる。つぎに流入水質が一定条件下で、流入水量が変動流入する場合について検討し、図4・61から図4・63に示す結果をえた。変動する流入水量条件としては図4・61の場合、一般都市における時間需要パターンを配水池による水量調整なしにそのまま沈殿池流入条件としたものである。

入条件としたものである。

需要パターンとしては図2・10にも示した最も一般的なパターンを取り上げたが、図からもわかるように午前8時前後の

急激な水量増によって池内に乱れが発生し、処理能力は激減する。そこで

この水量変動を平均化した

場合の結果を図4・62、図4・63に示す。

図4・62に示す程度に需要パターンを調整でき

れば、処理水質に与える影響は比較的小さくてす

む。現状では沈殿池への

流入水量条件を一応定常

化することを原則として

いるが、これらの結果か

らもわかるように、ある

程度の水量変動があつて

も十分弾力的に処理され

ることがわかる。ただ、

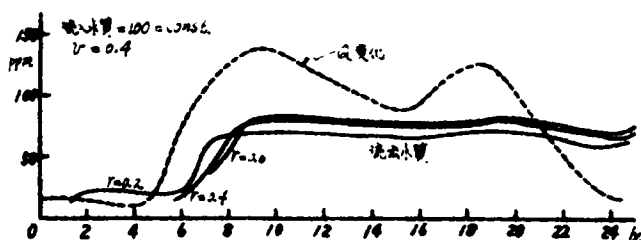


図4・61 沈殿池水量処理能の弾力性(その1)

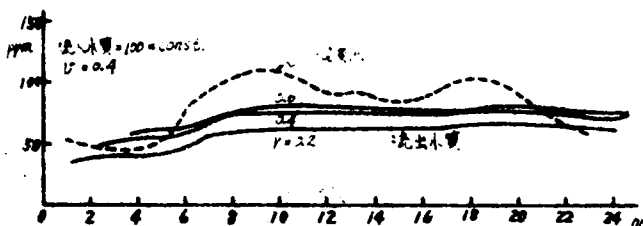


図4・62 沈殿池水量処理能の弾力性(その2)

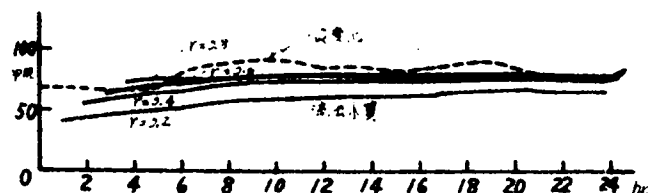


図4・63 沈殿池水量処理能の弾力性(その3)

需要時間変動を直接沈殿池流入水量条件とすることには多くの疑問を残す。こういった流入水量条件が変動する場合の沈殿池処理能の弾力性についても、水質の場合と同様、適宜目的に応じて定量化することができる。なお、これらの水質応答から具体的に処理能の弾力性を求める方法は、弾力性定義のとり方により適宜決定すればよい。第6章に一例を示す。

4・5節 結 語

以上、沈殿池に流入する水量・水質条件の変動を想定した上で、沈殿処理能はいかに対応しうるかについて重点的に分析してきた。第Ⅰ編での分析結果から流入水質の変動、そして第Ⅱ編Ⅱ-1での分析から流入水量の変動を指摘してきたが、浄水施設としての対応策としてはすでに述べたように施設の弾力化がある。そのためにも、従来定常運用を原則としてきた浄水施設が非定常運用にいかに対応しうるかを調べておくことは急務で、本章最大の目的もその点にある。さらに定常運用時に観察しえず、非定常運用時にのみ顕著に観察しうる諸現象から逆のぼって対象の特性解析を行なうことをも本研究の一つの特徴としている。いわゆる微小変量分析による特性解析である。本章ではこれらの目的にそって、沈殿処理能の弾力性を分析してきたわけであるが、最大の成果として従来障害とみなされてきた短絡流の効果を指摘しえた点を挙げることができよう。定常運用時には施設容積効率を低下するだけのいわゆる死水が非定常運用時には意外な緩衝効果を発揮しうることを定量的にも明らかにしえたことは重要である。安定した浄化能力が要求される上水浄化施設を対象とするだけに、今後その効果的利用が注目される。整流壁の設計など今後新たな考慮が必要になろう。具体的には、4・2節にも検討したように、本来沈殿効率を決定づける因子として浮遊粒子の沈降速度に注目しがちであるが、結果的にいって池内流動条件が沈殿能力を左右するウェイトが大きいことを示した。しかる後、短絡流の及ぼす効果分析に焦点を絞り、4・3節でその理論的取り扱いを展開し、その近似的取扱いを具体化したことによって以下の分析を可能にした。理論の基礎として、合田博士の浮遊物伝播に関する研究と末石博士の横から流出入を伴う水理学的研究を連立さしえたところに一つの特徴があり、今後各方面にその考え方を適応しうることを明らかにした。沈殿池短絡流内における水質伝播の上記理論的取り扱いを実証するために、実験および実測資料の解析を行なった結果その妥当性を確認することができた。そこで、この理論的取り扱いを適用して、4・4節にていくつか流入条件を想定し、それぞれの場合の沈殿処理能の弾力性を図示した。ただ、Ⅱ編第1章にも記したように、現段階では弾力性の定義を一義的に限定することを選んでいるところから、ここでは弾力性を定量化せずに、単に図示するにとどめた。

以上が本章の概要であるが、ここに示した総括的な水質追跡手法を活用すれば、今後大いに予測される沈澱池流入負荷変動に対しいかに弾力的な処理能を期待しうるかを定量できるとともに負荷変動対策としての設計・管理条件も明らかにすることができよう。より精度の高い弾力的処理能の定量化を今後の問題として残すが、上記設計・管理条件との関連については、後にⅡ－３にて簡単に考察する。

第 5 章 ろ過処理能の弾力性分析に関する研究

5・1 節 概 説

浄水技術の弾力化を目標とする技術的限界と可能性追究の一環として、本章では前章の沈殿にひきつづきろ過を取り上げる。従来浄水目的に用いられてきた砂ろ過はろ布などによるろ過とは性格を異にし、ろ材としての砂層全体による夾雑物阻止を特徴としている。ろ材空隙径と夾雑物径の大小による機械的阻止のみを期待するのではなく、砂層内空隙における砂表面との衝突、付着、吸着など物理的・化学的諸反応による阻止をも期待しているところに特徴がある。本章では浄水ろ過法のうち特に急速ろ過法の方に焦点を絞るが、その技術的可能性と限界を検討するとき、上記2つの特徴が密接に関連していることに注目せざるをえない。一般に付着などによる阻止力は機械的な阻止力に劣ることが多く、本研究の対象とする種々の負荷変動に対し影響を受けやすく不安定である反面、砂層全体が広範な阻止力を有するので何らかの形で負荷変動に弾力的に対処しうる可能性をも保有する。上記相反する特徴のうち、従来不安定性が強調され、ろ過は定常あるいは減衰操作を常識とし、ひいては浄水技術全体を定常化する原因となってきた。したがって浄水技術弾力化のキポイントはろ過操作における可能性と限界の追究にあるといっても過言ではないが、砂層内における水量・水質挙動はきわめて複雑で、未だ未知な事象が多い。従来究明されてきたろ過に関する研究成果の多くは砂層内挙動をミクロに論ずるよりも比較的総括的にマクロに検討したものが多い。ろ過に関する代表的研究の一つである岩崎による次の懸濁物抑留の関係式もマクロな取り扱いの代表例といえよう〔5・1〕。

$$\frac{\partial c}{\partial z} = -k \cdot c \quad (5 \cdot 1)$$

ここで、 c は砂層内深さ z における懸濁物濃度、 k は比例係数。したがって、先述のように砂層内のミクロな挙動に注目して、ろ過阻止能力の可能性と限界を追求せんとすれば必ずしも既存の研究成果のみでは議論を尽せない。本研究が計画論としてマクロな特性に注目しながら、ここでミクロな現象を究明しない限り、議論を進展さしえないという困難に直面する。そこで、一つの方法として、ミクロな砂層内挙動を実験的に検討した後、その結果を極力マクロに把握して総括的に考察を展開することにする。具体的には、5・2節でまず砂層内水量・水質挙動に注目して、ろ過機構を再検討し、実験的にも挙動をミクロに追求する。5・3節ではミクロな考察結果を一気に拡大解

積してろ過特性の総括表示を試み、実験的にも検証する。この特性の総括表示を活用して、5・4節でろ過能力の弾力性を推論する。

5・2節 ろ過機構からみたろ過能力変動に関する基礎実験

前節で述べたように、本節ではろ過砂層内における水量・水質のミクロな挙動追跡を基本とする。すなわち、一ケの濁質が砂層内をいかに流動し、いかに阻止されるかというろ過機構を重視する。砂層内挙動追跡の技術的限界から、従来砂層損失水頭、あるいは砂層内水質変化を示標として追跡し、ろ過機構を推論することが多い。ここでは従来の研究成果を交えろ過機構に関する簡単な展望を行なった後、砂層内水質の追跡実験を行なう。浄化機構が明らかになればろ過能力変動という機能変動も定量化の方向に進展しうようになる。

5・2・1 砂ろ過浄化機構に関する従来の研究

従来砂ろ過に関する研究は数多いが、その多くはろ過効率増強のための設計・管理に関する部分的検討にとどまっている。浄化機構などろ過現象そのものを本格的に基本原理から検討した例は比較的少なく、損失水頭を主要示標として水理学的に現象説明を試み、Navier-Stokes 公式から理論展開した合田の研究〔5・2〕はその中でも代表的なものである。また、砂層内水質挙動に関する研究としては先に示した岩崎の研究がある。いずれもその考察過程は現象の総括的把握から微視的機構考察を深めている。たとえば前者から一例を上げれば、理論展開過程で砂層透水係数の取り扱いが問題となり、そこで砂層内空隙変化を考察の対象としている。こういった現象総括把握からろ過機構に関する微視的考察を深める場合、当然前提となる特性把握法の影響を受けるので、機構を忠実に表現するという意味からは若干精度が落ちる。反面、機構を現象特性に直結しうるので好都合なことも多い。上記例ではろ過機構を球形とみなした砂粒子の成長と空隙の減少として表現し、砂層内の水質は式(5・1)の考え方に従うものと総括的にとらえている。

一方、Camp および Tain は砂層内での濁質の阻止機構に直接注目し、透明ろ過筒内でのあらゆる挙動を高速度カメラで記録し、1964年にろ過機構の忠実な表現を試みている〔5・3〕。結果を図5・1に引用するように表現し、"Sheath"あるいは"Channel"の成長を指摘している。このChannelの発生についてはすでに1937年にBaylisが実験的に実証している〔5・4〕。彼はろ過機構の追究の一つとして砂層に色素を流し、Channel成長を写真に修め、長さ、ようすなどを図5・2に示すように指摘している。基本的にはCampらの研究と同

様に、図5・1に示す濁質阻止をろ過機構の基本とみなしていたものと考えられる。究局的にはこれらの忠実な機構把握と前述のごとき総括的特性表示が直結することが期待される。特に、本研究ではろ過の技術的限界をも研究対象に含む以上、上述のごときミクロな浄化機構を無視して論を進めえない。同時に、システムの一環としてろ過を取り上げる以上、総括的な特性表示も不可欠である。他章に取り上げた特性分析に対応するためにも、ろ過現象をミクロな浄化機構から総括的な特性表示まで一連して把握することができれば好都合である。筆者はろ過機構に関し、1962年実験を通じてBaylisのChanneling論と同様の結果をえた〔5・5〕、〔5・6〕。さらに1964年上述Campらの発表をえてその推論を強めているので、以下Channeling論を基礎としながら考察を展開してみる。

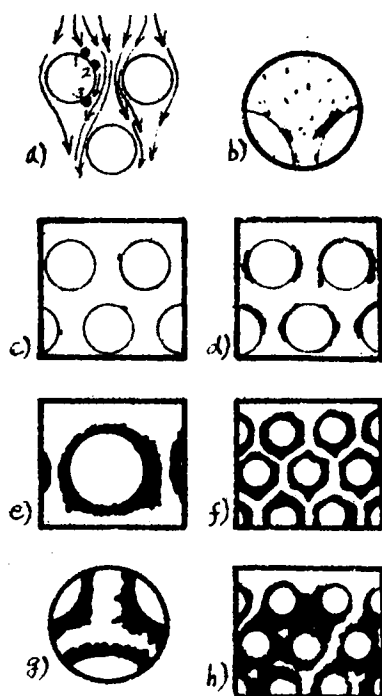


図5・1 CampによるSheathの成長概念図

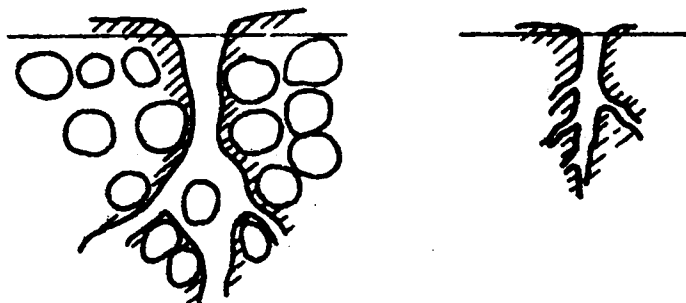


図5・2 BaylisによるChannelの成長概念図

5・2・2 濁質の砂層内挙動に関する基礎実験

ろ過機構を定性的にも極力忠実に究明するために、砂層内の水質挙動を実験によって微視的に追跡してみた〔5・6〕。

5・2・2-1) 実験方法

一般に浄水実験特にろ過実験では原水水質の特性が結果に大きく影響し、原水水質が変動すれば結果の再現性も亡しい。原水特性は薬注量を決定し、ひいてはフロック性状を大巾に変化させることに起因する。そこで本実験目的が浄化機構という基本原理に関する追究であることを考慮して、標準的原水を人工的に調製する。後に記す濁質測定法をも考慮して、ここでは標準人工濁水として水道水にカオリンを混入したものを用いる。ろ過操作としては人工濁水をバンド、アルカリにて前処理後、内径8cmと40cmの大小2本の実験筒でろ過する。ろ過筒は共に有効径0.6mm、均等係数1.67の急速ろ過用砂厚さ70cmと約5cm厚の砂利層からなる。濁質の追跡測定方法として、砂層からのサンプル液採取が砂層内挙動を乱さないよう、一滴のサンプリング液でも濁質を測定しうるよう工夫した。そこで、精度を期すために顕微鏡を用いて斜光法にてサンプル液中のカオリン粒子数を数えて濁度を決定する。まず、既知標準濁度液の粒子数から〔粒子数-濁度〕換算曲線を求めておき、これを用いて実測粒子数を濁度に換算する。なお、粒子数測定時のサンプル液量を統一し、かつ均質にするために白血球数測定用メランジュールを用いて少量液を攪拌し、その後トーマ計算盤にて液量を統一した後、顕微鏡にて粒子数を測定する。ろ過筒からのサンプリング方法は砂表面下の筒壁に数mm、あるいは数cm間隔でφのサンプル孔をつけ、これより長時間かけ滴々サンプリングを行なう。

実験目的から考慮して、上記以外の実験条件はここでは特に重要でないと判断し、記述を省略する。

5・2・2-2) 結果と考察

実験に当り、濁度と損失水頭を実測した。結果の一例を図5・3から図5・7に示す。実験数に欠けるので普遍的かつ定量的結論を得るには至らないが、特に注目すべきは図中の濁度測定結果にある。一般に砂層内濁度変化は図5・8のように変化するといわれ、式(5・1)から判断しても砂層深さ方向に指数関数的に濁度減少があるものと考えられている。しかるに実験結果では、一定ろ過時間が経過して砂層内閉塞がある程度進行したろ層で、「流入濁質が砂表面で一度減少し、砂層深さ方向に再度増加の傾向を認めうる」。しかる後、濁度は一般にいわれているように指数関数

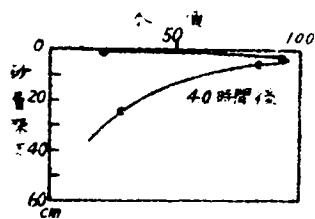
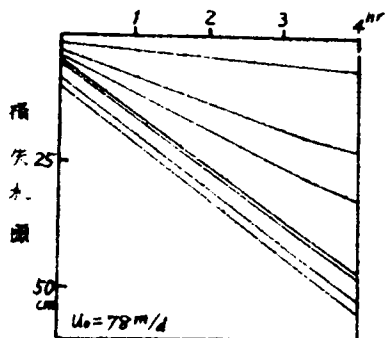


図5・4 砂層内濁度変化と損失水頭変化の実測図(その2)

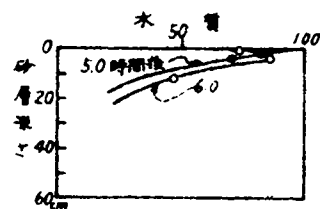
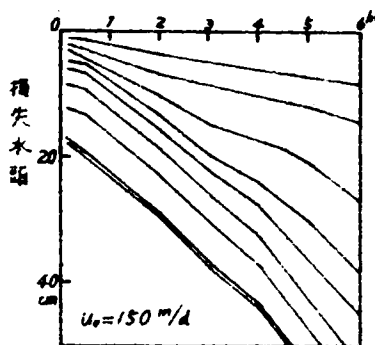


図5・5 砂層内濁度変化と損失水頭変化の実測図(その3)

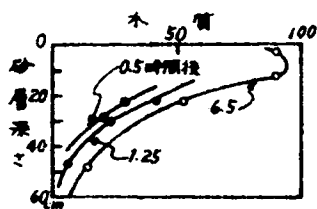
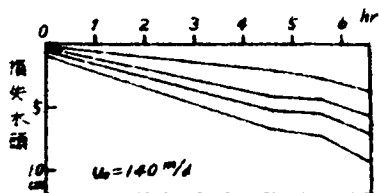


図5・3 砂層内濁度変化と損失水頭変化の実測図(その1)

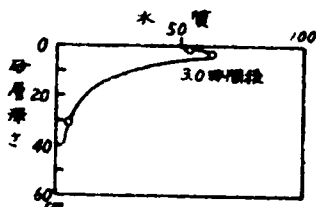
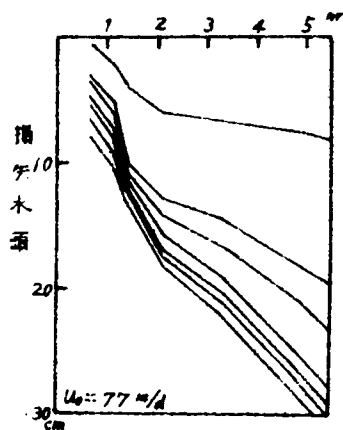


図5・6 砂層内濁度変化と損失水頭変化の実測図(その4)

的に減少がみられる。問題は砂層内での濁度増加をいかに説明するかで、一つの定性的な考え方として次のように考えることもできよう。つまり、Baylis らのChanneling 論と同様に、ろ過膜（あるいは阻止フロック層）に小孔が生じ、多数の小水路がろ過膜内を通過し、砂表面近辺で一度減少した濁度は水路を走る間に削り取り作用などにより再度増加する。ろ過膜を通過後は流路も太くなり、抑留阻止効果がはく離・削り取り効果に卓越し、濁度は指数関数的に減少してゆくものとも考える。なお、ろ過開始後継続時間も短かく、ろ過膜の発生が明確でない間は流路も太く、濁度は深さ方向に指数関数的に減少するものとする。ただ、測定数も少なく、定性的推論の域を脱しえないが、Baylis, Camp らの研究成果を考慮し

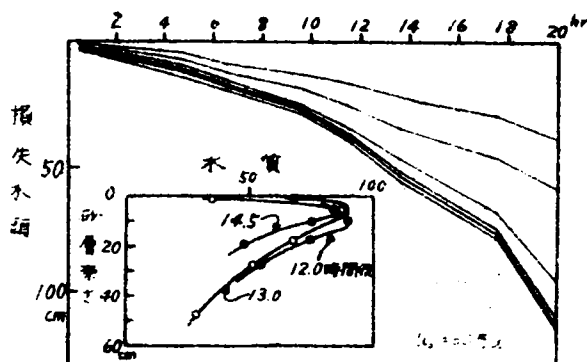


図5・7 砂層内濁度変化と損失水頭変化の実測図（その5）

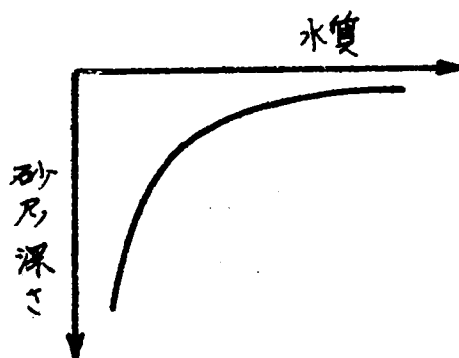


図5・8 砂層内濁度変化の一般図

て、以上を以下論を進める上でのろ過機構に関する基本的仮説とする。その妥当性についてはさらに5・3・3にて簡単な検証を加える。

5・2・2-(3) Channel 論の一発展考察

ろ過機構を以上のように把握すれば、ろ過理論の発展がさらに具体化する。たとえば、ろ過に伴う損失水頭を取り上げた場合、先述合田博士の研究では定常ろ過につき次式を得ている。

$$h = v_0 \int_0^z \cdot dz / k, \quad k = \text{Const.} \times \frac{\rho}{\mu} \times \frac{p^2}{(1-p)^2} \left(\frac{V}{a} \right)^2 \quad (5.2)$$

ここで、 h は損失水頭、 v_0 はろ速、 k は滲透係数、 ρ は水の比重、 μ は静粘性係数、 p は有効空隙率、 $(\frac{V}{a})$ は砂粒子の形状係数。先のろ過機構に関する実験結果ではひとまずろ過膜の膜内と膜以下のろ過機構を区別した。したがって上の式(5.2)適用対象を必ずしも砂層全域でなく、膜以下の砂層あるいはろ過膜発生以前の砂層全域に対し適用することも考えられる。ろ過膜内についてはChannel論にもとずき、一般の管内粘性流とみなして次のように簡略化して区別するのも一つの方法であろう。Campは管内粘性流とみなした次式を砂層全域に適用することを試みている(5.3)。

$$h_1 = \frac{32v}{gd^2} \left(\frac{\mu}{\rho} + \frac{1}{6} \frac{\tau_y}{\rho} \cdot \frac{d}{v} \right) \cdot l \cong \frac{32}{g} \cdot \frac{\mu}{\rho} \cdot \frac{v}{d^2} \cdot l \quad (5.3)$$

ここで、 d は仮想管口径、 l は同長さ、 v は管内流速、 τ_y は臨界せん断応力。いま、ろ過面積 A のろ過池に厚さ l のろ過膜が発生し、その内部を径 d なる N 本のChannelが存在すると考える場合、式(5.3)は次式のように表現される。なお、 v_0 はいわゆる過速度。

$$h_1 = \frac{128}{g} \cdot \frac{\mu}{\rho} \cdot \frac{v_0 A}{\pi N d^4} \cdot l \quad (5.4)$$

膜内の微小な空隙率を ϵ と表わせば、次式をえる。

$$\epsilon = \frac{\pi d^2 N}{4 A} \quad (5.5)$$

ろ過膜以下の砂層空隙率は ϵ から連続して指数関数的に変化するものと考えれば、膜以下深さ z 間における損失水頭 h_2 は式(5.2)より、次のように表わすことができる(5.5)。

$$h_2 = v_0 \left\{ (1-p_0)^2 \log_e \frac{1-\epsilon}{\epsilon} + \frac{1-2p_0}{\epsilon} + \frac{1}{2\epsilon^2} + (1-p_0)^2 \right. \\ \left. \times \log_e \frac{1-e^{-\alpha \cdot z}}{e^{-\alpha \cdot z}} - \frac{(1-2p_0)}{1-e^{-\alpha z}} - \frac{1}{2(1-e^{-\alpha z})^2} \right\} \cdot \frac{K_0}{\alpha} \quad (5.6)$$

ただし、 K_0 は定数、 p_0 は砂層初期空隙率、 α は砂層内閉塞率 y_z を空隙率に対応して次のように指数関数化したときの定数。

$$y_z = \epsilon \cdot e^{-\alpha \cdot z} \quad (5.7)$$

式(5・7)より式(5・6)を次のように表現することもできる。

$$h_z = v_0 \left\{ (1 - p_0)^2 \cdot \log_e \frac{1 - e^{-\alpha \cdot z}}{e^{-\alpha \cdot z}} - \frac{(1 - 2 p_0)}{1 - e^{-\alpha \cdot z}} - \frac{1}{2(1 - e^{-\alpha \cdot z})^2} + \delta \right\} \frac{K_0}{\alpha}$$

$$\delta = (1 - p_0)^2 \log_e \frac{4 A - \pi d^2 N}{\pi d^2 N} + \frac{4 A (1 - 2 p_0)}{\pi d^2 N} + \frac{8 A^2}{\pi^2 \cdot d^4 \cdot N^2}$$

(5・6)'

以上から、ろ過膜発生後の砂層損失水頭を式(5・4)および式(5・6)あるいは式(5・6)'の合成によって具体的に算定可能となる。

以上、ろ過機構考察を基盤とする発展方向の一例を示した。式そのものの検証は未だ十分でなく精度を欠くけれどもむしろここでは機構考察が上述のようにろ過の総括特性表示に多くの発展性をもたらしうることを例示するのが目的である。

5・3節 砂層内流動からみたろ過能力変動に関する検討

前節基礎実験から砂ろ過現象にChannel論を推論するに至ったが、ろ過機構究明のための推論とするにはあまりに精度が低い。ここではあくまで機構把握を基盤としつつろ過特性を総括的に表示することを目的としているので、むしろ5・2・2-(3)に示したような推論の発展考察およびその検証こそが重要である。ところで、Channel論の発展方向としては砂層内のろ膜部における諸現象説明に活用するのと、Campが試みているように全砂層にChannel論を拡大適用する2つの方向性がある。後者の場合、ろ膜にとらわれず、微視的な砂粒子間の空隙流をChannel流とみなし、精度を犠牲にしても空隙流としての諸特性をChannel流に置換することに相当する。以下、こういった観点から砂層内流動をさらに発展考察する。

5・3・1 ろ層内流動の微視的考察

ろ層内のChannel流は他のChannel流と異なり、流体内の懸濁物がChannel壁に衝突合一、吸着などを伴うと同時にChannel壁から付着物のはく離を伴うのが特徴である。この特性を考慮してろ層内Channelを表示する場合、図5・9に示すように機能上複層流に分割するのが効果的であろう。図5・9-(b)のように、Channelは中心部の単なる流水部と壁面

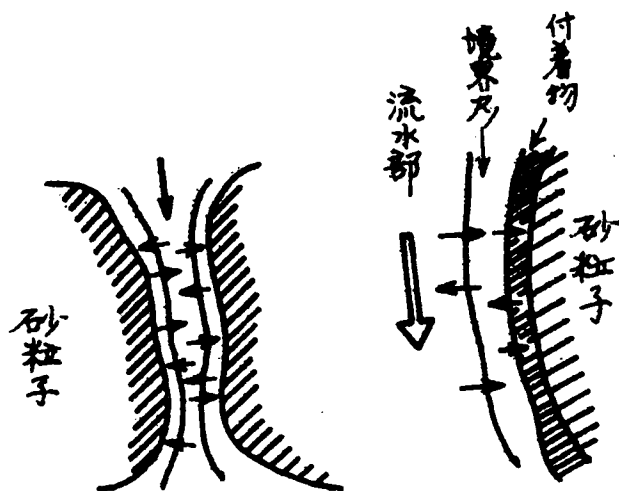


図5・9 (a) 3層内 Channel 流のモデル(その1)

図5・9 (b) 3層内 Channel 流のモデル(その2)

上の付着物層、および付着はく離現象の卓越する境界層に分割することが考えられる。流体部のみを取り上げれば図5・9-(b)に示すように流下部と境界部を考える。ところでCampらが図5・1に指摘するようにろ過における直接の浄化現象は壁面上に限定されるものと考えてもよい。この場合、上記境界部を流動部とは性格を異にし、浄化に直接関与する部分として特徴づけることも可能になろう。当然、流動部と境界部の水量・水質交換を考慮する必要がある。

以上のようにろ層内Channel流を把握する場合、

流動部に注目すればこの流れが微視的には前章図4

・20に示されるように横から流出入を伴う水流として特徴づけることができるので興味深い。

以上は主としてろ膜部に発生するChannelについて考察したものであるが、図5・10にも示すようにろ膜の発生していない砂粒子間流を微視的に見れば同様の考えを適用できないこともない。

Channelの分割、統合あるいは大きな径変化など一括して取り扱い難い問題も多いようであるが、

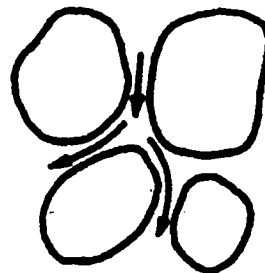


図5・10 砂粒子間隙流概念図

基本的には以上のChannel 流動が卓越するものと考えうるので実験などで検証できれば特に考え方そのものには問題はないと考える。Camp がChannel 論を終局的には砂層全体に拡大発展しているのも同様の考え方によるものと思われる。

5・3・2 ろ層内Channel 流動のモデル化

以上の考察を整理すれば、ろ層内水量・水質挙動を総括的に図5・11に示すように表示できる。すなわち、ろ層は時間(t)、場所(z)によってそれぞれ径の異なるChannel によって構成され、Channel の断面積を D 、比率 r を用いて流動部の断面積を $r \cdot D$ と表わせれば境界断面積は $(1-r) \cdot D$ と表わされる。ろ過浄化の進行を図5・11上で追跡すれば、まず濁水は上部より流動部を平均流速 u で流下してくる。流下濁水の一部 q_0 は境界部に流入し、残りは流下を続ける。境界部に流入した q_0 は壁面への衝突など浄化作用をうける。 q_0 の移行と同時に境界部より流動部へ q_i の水量が流入し、同様の流出入を伴ないつつ順次流下するものと考えうる。濁水は境界部への流出入に伴ない徐々に浄化されることになる。したがって、ここで特に主要な問題点は、(1) u に関する運動の式、(2) u 、 q_i 、 q_0 の水量連続の式、(3)流動部水質 c と境界部水質 c_i および浄化に伴なう水質連続の式、さらに(4)浄化に伴なう壁面付着物増加による d の変化の関係を明らかにすることである。

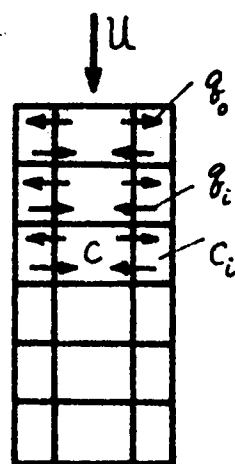


図5・11 全3層のChannel 流モデル

さて、(1)については先に引用した合田博士の研究を参照しつつ、また(2)、(3)については前章での取り扱いと同様に次のように検討を進めることができる。まず、運動の式は次のように表わされる〔5・2〕。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial z} = K - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - \frac{\nu}{k} \cdot u \quad (5 \cdot 8)$$

ここで、上式右辺は流動部に働く力で、 K は外力、 p は圧力で最終項は流速に伴なう圧力損失。流動部水流に関する連続の式は次のようになる。

$$\frac{\partial (rD)}{\partial t} + \frac{\partial (rD \cdot u)}{\partial z} = (q_i - q_0) \quad (5.9)$$

流動部水流の水質連続の式は次のようになる。

$$\frac{\partial (c \cdot rD)}{\partial t} + \frac{\partial (c \cdot rD \cdot u)}{\partial z} = (c_i \cdot q_i - c \cdot q_0) \quad (5.10)$$

さらに合田博士によれば、ろ過層では平面的な平均空隙量と空間的なそれと近似的に等しくみなすことができるので、上式を次のように表わすことも可能であろう。

$$\frac{\partial (rp)}{\partial t} + \frac{\partial (rp u)}{\partial z} = (q_i - q_0) \quad (5.9)'$$

$$\frac{\partial (c r p)}{\partial t} + \frac{\partial (c r p u)}{\partial z} = (c_i \cdot q_i - c \cdot q_0) \quad (5.10)'$$

ここで簡単にするために r を一定値とみなせば、上式より次の関係を与える。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial c}{\partial z} = (c_i - c) \cdot q_i / (r \cdot p) \quad (5.11)$$

次の関係より上式はつぎのように表わされる。

$$u = \frac{dz}{dt} \quad (5.12)$$

$$\frac{dc}{dt} = (c_i - c) q_i / (r \cdot p)$$

このとき式(5.8)は次のように表わされる。

$$\frac{du}{dt} = K - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - \frac{\nu}{k} \cdot u \quad (5.8)'$$

一方、境界部における水量水質収支を考える必要があるが、この場合以上のような水量交換に加えて浄化作用およびはく離などによる水質変化も考慮に入れなければならない。結局次のように近似することができる。

$$\frac{dc_i}{dt} = (c - c_i) \cdot q_0 / (1-r) \cdot p + C - m \cdot c_i \quad (5.13)$$

ここで、 C ははく離による水質増を表わし、平常時は $C=0$ とみなしうるであろう。また、右辺最終項は境界部における水質浄化を表わす項で、式(5.1)の岩崎理論を拡大解釈して、境界部での浄化による水質変量は一次反応的にそこでの水質値に比例するものとみなしたものである。とこ

ろで、ろ層内での懸濁物除去による水質変化は壁面への付着蓄積物としてろ層を閉塞し、空隙率 p を減少させる。この蓄積速度は次のように、水質（あるいは懸濁物）の除去速度に比例するものと考えられる。したがって式（5・13）右辺最終項を用いて次のように表わせよう。

$$\left(\frac{d\sigma}{dt}\right)_{z=z} = n' \cdot m \cdot c_i = n c_i \quad (5.14)$$

ここで、 n, n' は定数。

以上から原理的には前章沈殿池におけると同様、式（5・8）' より Channel 内流速を求めつつ、式（5・12）、式（5・13）から砂層内水質挙動を追跡できる。さらに式（5・14）に示す関係から除去濁質がもたらす閉塞を考慮してゆけばよい。

ところで一般都市浄水場におけるろ過池操作では流出例にコントローラなどを設け所定ろ速 u_0 を制御することが多い。逆にいえば u_0 が所定量になるよう弁の開閉を行ない、式（5・8）' 上でいえば所定の u を得るように K を変化しうる。つまり、水量制御機器の発達が式（5・8）' の成立をある程度カバーするようになっているともいえる。そこで以下問題を簡単にして水量・水質の連続条件成立のみに注目し、むしろ閉塞進行、Channel の成長などをより詳しく検討することにした。したがって、解法としてはまず所定 u_0 を境界条件としてインプットデータとする。この時の流入水質 c_0 も同様である。刻々変化しうる u_0, c_0 が微小長さ Δz 流下するにつれて、いかに挙動し、かつ砂層にいかなる影響を及ぼしてゆくかを追跡してゆけばよいことになる。前章沈殿池内水質の追跡同様、近似的に図解法あるいは数値計算が可能になる。 q_i, q_0 の取り扱いについても前章同様、速度項として u の一定率速度とみなすことができる。ただ、式（5・14）の取り扱いは一過獨得のもので、前章にはふれていないので以下簡単に具体化しておく。

次式より Δz 流下に要する時間 Δt を算定しうるので、その間の蓄積物量 $\Delta \sigma$ は式（5・14）より式（5・16）のように求めうる。

$$\Delta t = \Delta z / \left(\frac{u_0}{rD}\right) \quad (5.15)$$

$$\Delta \sigma \cong n \cdot c_i \cdot \Delta t \quad (5.16)$$

このとき、厚さ Δz なる砂層が径 d なる N 個の球形粒子からなるものと想定すれば、次式より粒子の成長量を求めうる。ここでいう粒子とは図5・12に示すように蓄積物におおわれた砂粒子を指す。

$$\Delta d = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot p}{N \cdot \pi} \cdot \Delta \sigma + d^3} - d \quad (5.17)$$

このとき、粒子の成長によって砂層は次のように空隙が減少する。

$$\Delta p = -(1-p) \left\{ \frac{(d+\Delta d)^3}{d^3} - 1 \right\} \quad (5.18)$$

閉塞が進行する過程での損失水頭は上記 Δd 、 Δp より閉塞後の d 、 p を求め、式 (5.2) より Δz 当りの Δh を算定すればよい。

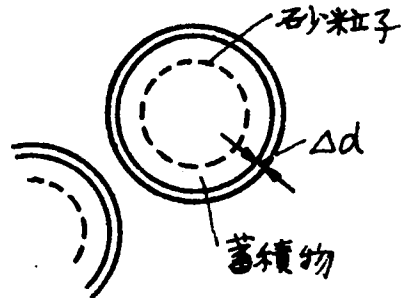


図5・12 ろ材粒子の成長概念図

5.3.3 Channel 流動の検証実験

以上、5.2節での実験を含む考察から、ろ層内でのChannel流動を想定し、これまで砂層内水流のモデル化を試みてきた。前章での検討結果からも類推しうるように、砂層内Channel流に断面率 r なる広義の短絡流の存在を実証しうるならば、それだけでもろ過池におけるある程度の弾力性を期待しうる。したがって、まずChannel流動に短絡流を想定する仮説自体を検証することが重要であろう。ただ、流動パターンを検証する目的だけならば、必ずしも閉塞進行を伴う従来一般に行われるろ過実験を行なわなくても、多孔性物質内水流実験を行えばある程度特性を把握しうるであろう。

5.3.3-(1) 実験方法

前章では沈殿池内の短絡流特性をNaClトレーサー実験で定量的にもかなり検証しえた。ここでも同様に、ろ過層内Channel流内に想定しうる短絡現象をNaClトレーサー実験で検証してみる。図5・13に示すように内径2.8cmの円筒に厚さ55cm急速ろ過砂を充填する。急速ろ

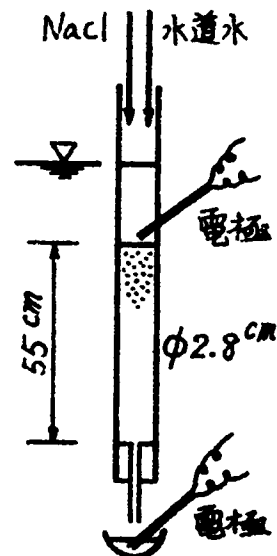


図5・13 ろ過流動実験筒

過操作におけると同様、砂表面上水位を一定に保ちつつ水道水を流す。上部より食塩水を注入し、砂層内への流入濃度、下部よりの流出濃度を実測する。このときの流入、流出濃度応答より、砂層空隙内水流の特性を調べる。基本的には砂層内水流に短絡流が出現すれば前章沈殿池におけると同様、流速の遅い隣接流が濃度伝達に緩衝効果を発揮するものと考え、その効果を総括的に定量化する方法をとる。

5・3・3-(2) 実験結果と Channel 流動の考察

種々のろ速条件下での流入、流出 NaCl 濃度の応答実測結果を図 5・14 から図 5・24 に示す。流速によって応答特性に明確な差が認められ、ろ速が大きい場合は流入特性がそのまま一定時間後に流出する傾向が強い。ろ速が小さくなるにつれ、ろ層内に何らかの濃度貯留の影響が出現し、流入特性はならされ徐々に流出する傾向が強まる。この砂層内濃度の貯留を流速の遅い隣接流と関係づければ、砂層内

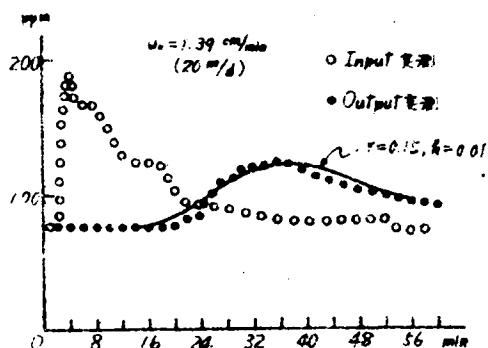


図 5・14 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その1)

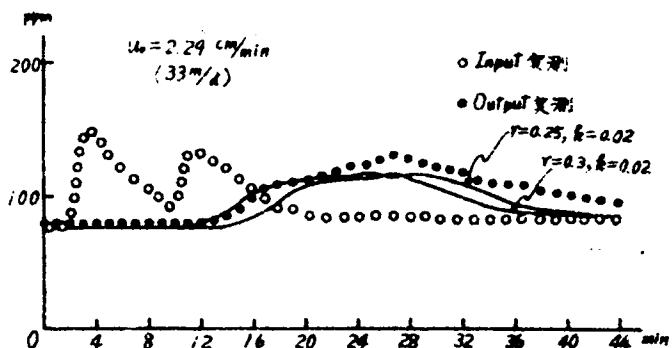


図 5・15 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その2)

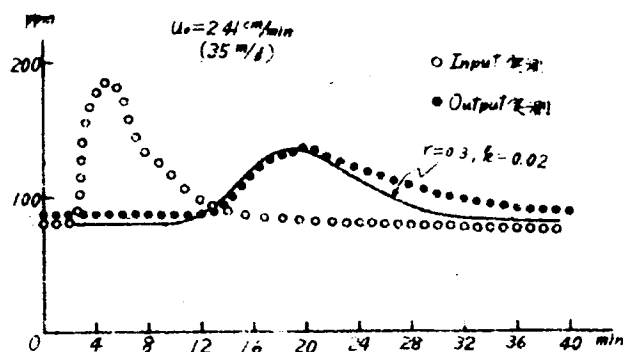


図5・16 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その3)

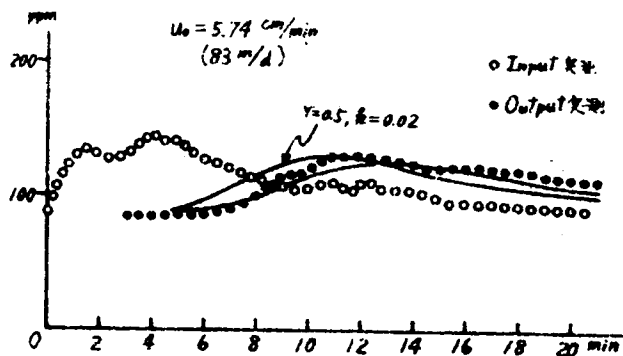


図5・17 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その4)

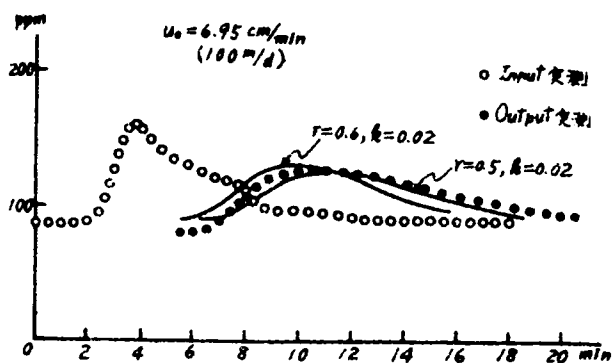


図5・18 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その5)

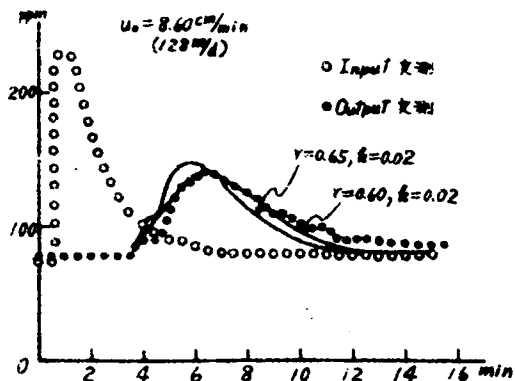


図5・19 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その6)

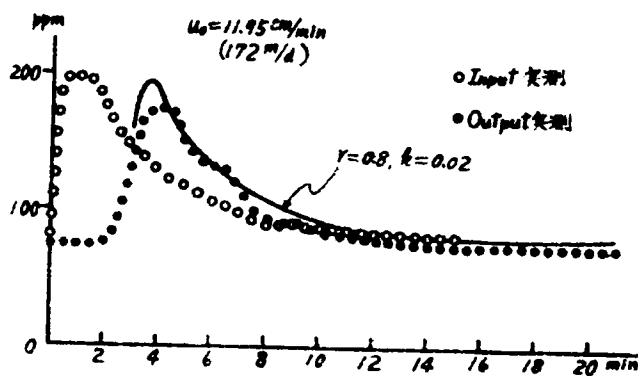


図5・20 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その7)

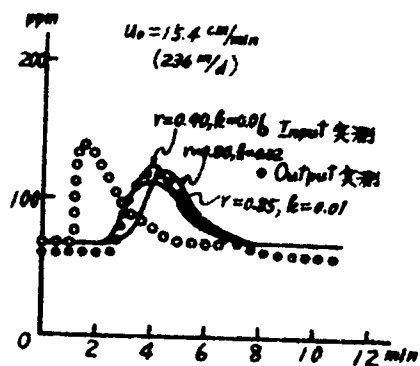


図5・21 ろ過流動トレーサー実験の結果と水質理論追跡(その8)

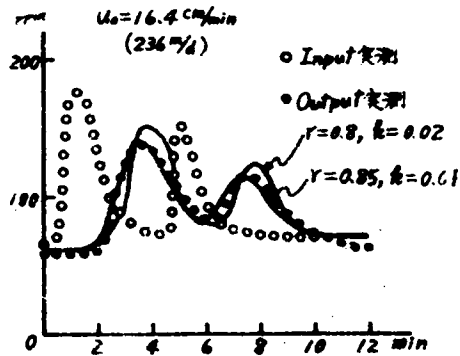


図5・22 ろ過流動トレーサー
 実験の結果と水質理論
 追跡(その9)

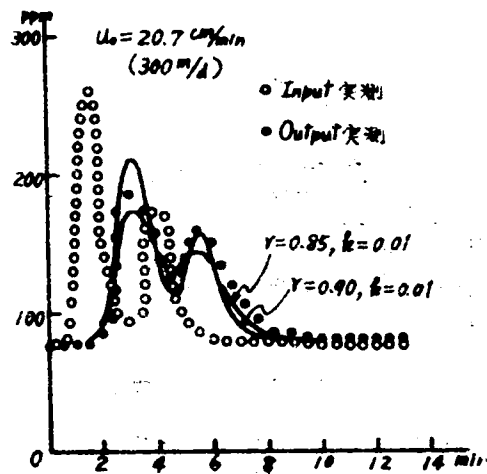


図5・23 ろ過流動トレーサー実験の
 結果と水質理論追跡(その
 10)

Channel 流に式(5・12),
式(5・13)の成立を想定する
ことになる。この場合, 実測流入
水質を初期条件とすれば, これら
の式を用いて砂層内水質挙動を理
論的に追跡することが可能になる。
流出水質の理論曲線を図5・14
から図5・24の実測図に併記し
たが, 結果からも明かなように,
短絡断面率 r の値を適切に選定す
れば, かなりの精度で実測値を理
論的に追跡しうることがわかる。
この r 値の変化によって流出濃度
曲線は非常に敏感に変化すること
もわかるので, 逆にいえば図中に

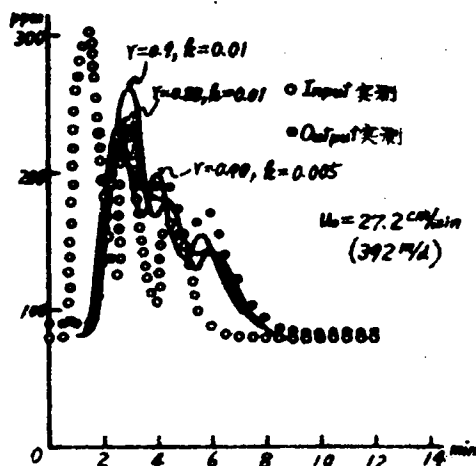


図5・24 ろ過流動トレーサー実験の
結果と水質理論追跡(その
11)

示した実測値と理論曲線の合致度からはかなりの精度を期待しうるともいえよう。後にも検討を加
えるが, 処理能力の弾力性という面からこれらの結果をみれば, ろ速が小さければ小さいほど流入
水質の変動はならされ, 弾力的な処理が可能になることもわかる。これらの結果のまとめとして,

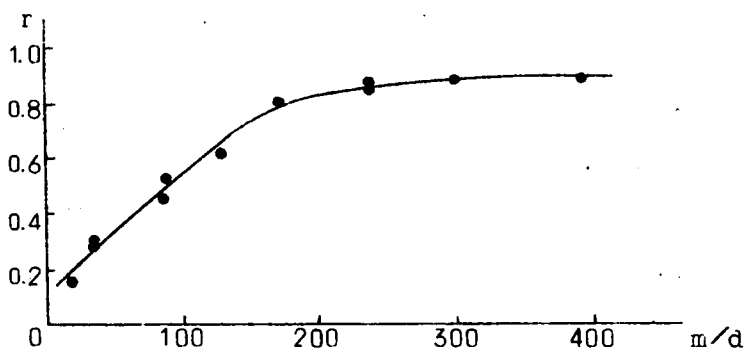


図5・25 Channel内短絡流の断面率(r)とろ過速度の関係

ろ速と r との関係を図示したのが図5・25である。図からわかるように、ろ速がほぼ160m/日までは r はろ速に比例的に増大し、いわゆるChannel内隣接流が比例的に小さくなり、200m/日を越える場合は r にあまり大きな変化がみられなくなることがわかる。流速の遅いChannel内隣接流に水質伝播緩衝効果があるものと想定しているところから、ろ速が大きくなるにつれて処理能力の弾力性はほぼ比例的に減少するものと推論しうる。200m/日を越えてろ速が増大する場合は弾力性にあまり顕著な変化はみられないようで、これより砂層内水流にほぼ固有の限界隣接流を想定しうる。ここでいう限界隣接流とは砂粒子表面に流速が早くなっても密着する膜状の水の層を指し、ほぼ砂層空隙の10%を占めることがわかる。従来、急速砂ろ過におけるろ速の設計値をほぼ180m/日以下にするのが一般的とされているが、これは一定の浄化率を保持するためばかりでなく、さらに浄化能に弾力性を持たせる結果となっているようである。特に意図されたことではないようであるが、経験的に180m/日以下に保つ方が安全性は高いなど判断されたものと思われる。この判断が一応科学的な根拠を有するものであることを明らかにすることができた。同時に、ろ速を180m/日以上に高める場合の新しい対策を以上の検討から徐々に明らかにしてゆけるものと期待できる。

5・3・3-(3) 森尾・坂本によるろ過実験の解析

以上は砂層に浄化能力がない場合、すなわち式(5・12)に関するろ層内水流実験が中心で、砂層内流動特性のみを追跡したものである。ここでは砂粒子表面上に密着する水膜部における水質変化を式(5・13)にて $m=0$ とみなしている。結果的には、図5・25にも関連して説明を加えたように、砂層内水流パターンに関する種々の仮想事項の妥当性をほぼ証明しえたともいえる。

さらに流速変化に伴う流動パターンの変化を定量化することもできたが、ここで最大の問題は砂層に凝集フロックを流す場合など、砂層に浄化能力が発揮される場合にも以上と同様の理論的追跡が可能か否かである。

森尾・坂本は4・3・3-(3)に示した沈殿実験と同時に定常ろ過実験を行なっている。この沈殿実験流出水を直径40cmのろ過筒にてろ過し、ろ材として一般急速ろ過砂(均等係数1.67、有効径0.6mm)厚さ66cmを用いている。

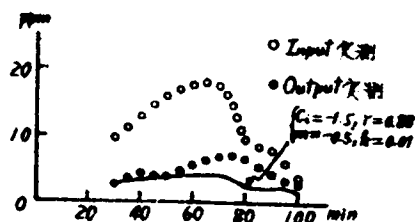


図5・26 フロックスろ過実験の結果と水質理論追跡(その1)

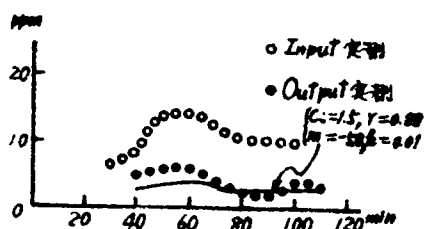


図5・27 フロックス過実験の結果と水質理論追跡
その2)

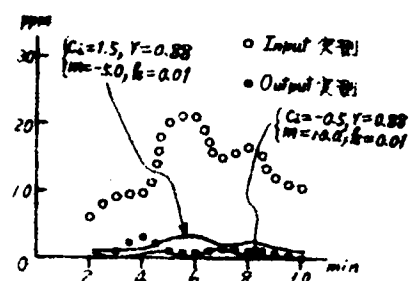


図5・28 フロックス過実験の結果と水質理論
追跡(その3)

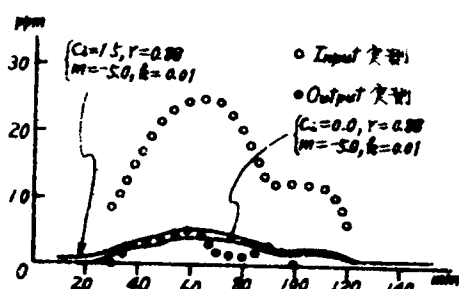


図5・29 フロックス過実験の結果と水質理論追跡
(その4)

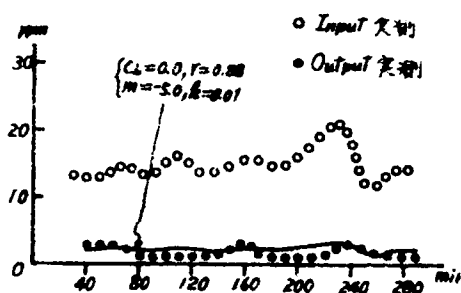


図5・30 フロックス過実験の結果と水質理論追跡
(その5)

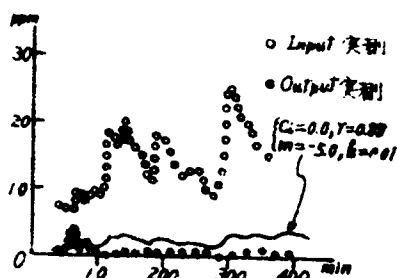


図5・31 フロックス過実験の結果と水質理論
追跡(その6)

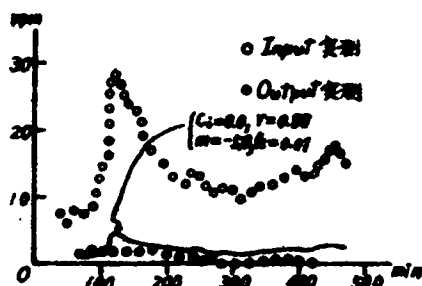


図5・32 フロックス過実験の結果と水質理論追跡
(その7)

ろ速はいずれも平均321m/

日で、砂上水深50cmに維持し

た減衰ろ過方式をとっている。

ろ過原水およびろ水の応答を図

5・26から図5・33に示す

よう実測している。そこで、凝

集フロックろ過における水質応

答を式(5・12)、式(5・

13)で追跡可能か否かを検討

するために上記実験結果に理論

値を適応してみた。理論算定曲

線を図中に併記するが、これら

の算定に当っては沈殿池内水量

水質交換の場合と異なり式(5・12)中の c_i を常に0と近似した。これは沈殿の場合と異なり、

砂表面水膜部(いわゆる境界部)における浄化力が大きく浄化後水の水質は非常に清澄化されるこ

とを考慮しての近似である。理論値適応結果を総括的に展望すれば、明らかに沈殿の場合よりも理

論値と実測値の合致度が低く、図5・14から図5・24に示した流動分析の場合に比べ合致度

に低下がみられることを重視しなければならないだろう。その最大の原因は理論追跡法における

$c_i = 0$ の近似によるものではなく、フロック自体の不安定性および砂層内でのフロック除去(あ

るいは濁質除去)現象の不確実性によるものと考ええる。さらに沈殿の場合と比較して注目すべき特

徴として、ろ過の場合水のろ層通過時間がきわめて短時間であることに留意しなければならない。

つまり、流入水と流出水の時間ずれは一般に高々数分で、図5・33などにみられるような長時間

にわたる流入条件変動は数分単位で刻々流出しているはずである。ろ層内に長時間にわたる濁質の

抑留効果が発揮される場合に限り、流入出濁質に長時間ずれが生じうる。こういった場合に限り長

時間にわたるろ過能力の弾力性が発生してくるはずであるが、この点を解明するためには濁質の抑

留、はく離現象などろ過の浄化機構、ろ過機能をあらかじめ十分定量化しておく必要がある。いい

かえれば、除去された濁質の砂層内抑留、その抑留に伴うChannel流動の変化など複雑なる

過機構を式(5・14)から式(5・18)に示すよう十分把握しておかなければ精度の高い水質

追跡は不可能であろう。現段階では、これまで述べてきたChannel流動と上述のような詳細な

ろ過機構および機能を関係づけるに足る資料を得ることはできず、これらの厳密な分析は今後の課

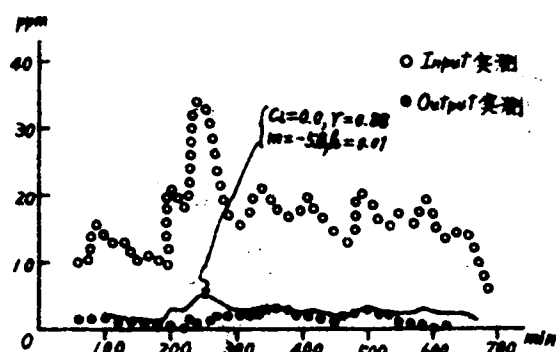


図5・33 フロックろ過実験の結果と
水質理論追跡(その8)

題として残さざるをえない。したがって次節に算定するろ過能力の弾力性はきわめて短時間変動に関する弾力性かあるいは近似的な定量にとどまらざるをえず、前章に示した沈殿能力の弾力性定量よりも精度は落ちる。ただ、上に指摘した今後究明すべき諸問題に対する一つの有効なアプローチとして、式(5・8)から式(5・13)の検討に対する式(5・14)から式(5・18)の追加分析を例示しておく。これらの関係を同時に考慮しながらろ過現象を追跡すれば、砂層内水質変化、損失水頭はもとより、砂粒子の成長、空隙変化さらには、はく離現象の発生などミクロに追跡しうるようになる。図5・34はその検討結果の一例を示すが、分析結果を実証するには至らなかったため詳しい説明を省略し、単に今後の方向性を示すにとどめる。

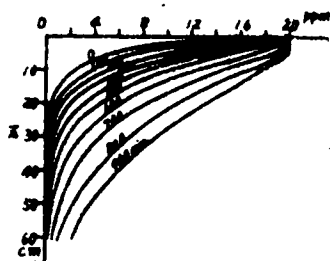


図5・34 ろ過ミクロモデルによる現象追跡例(その1)水質

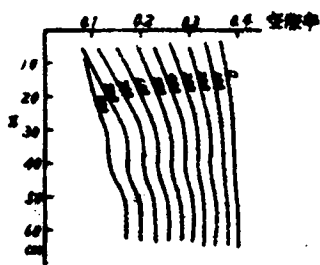


図5・34 ろ過ミクロモデルによる現象追跡例(その2)空隙率

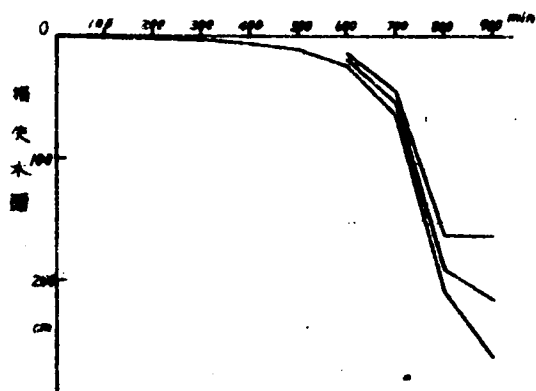


図5・34 ろ過ミクロモデルによる現象追跡例(その3)損失水頭

5・4節 ろ過能力の弾力性

以上の検討結果から、ろ過能力の弾力性については2つに大別して議論しなければならないことがわかる。1つは、ろ層流過時間に対応するような短時間にわたる流入条件変動に対する弾力性で、他はろ過継続時間に対応するような長時間にわたる弾力性である。5・3・3-(2)の実験結果に示したろ層内 Channel 流動の定量化は砂層内流動を沈殿池短絡流と同様に取り扱いうることを示した。しかも短時間内での砂層内濁質除去は量的にも微少で、Channel 流内外における水量水質交換が卓越する。はく離など特殊現象が発生しない限りにおいてろ過処理能力の短期的弾力性は沈殿池におけると同様、容易に定

量化しうる。特に流入水量条件の短期変動についても、図5・25に示すようにろ速と Channel 流況が相関づけられているので容易に定量化できる。図5・35から図5・38に示す水質応答はろ過池流入水質が短期的に正弦波状に変動する場合のろ水水質理論算定値である。ろ速が小さければ小さいほど流入水質の変動は緩衝され、弾力的処理を受けることがわかる。ただ、浄化能力がない場合（ $m=0$ のとき）の水質応答からも明らかなように、ろ過の場合流動のみによる流入条件変動の弾力化はあまり期待しえず、沈殿の場合とは異なる。ろ層内空隙の絶対量に原因するものといえよう。流入条件長期変動の場合を含み、有意なるろ過能力の弾力性は結局濁

質がいかにか除去されいかにかろ層内

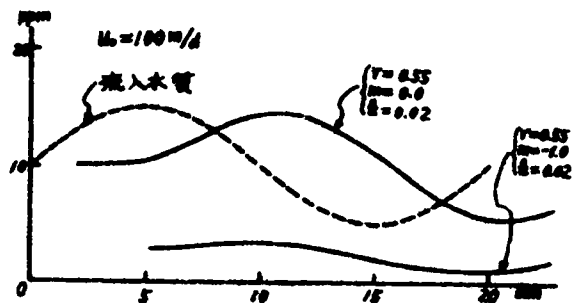


図5・35 ろ過処理能力の短期弾力性
(その1)

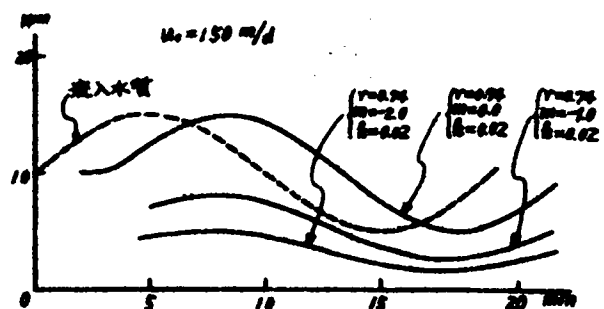


図5・36 ろ過処理能力の短期弾力性
(その2)

に抑留され、さらにいかにはく離を受けるかを明らかにしてはじめて定量化しうるものといえよう。この点については古くより多くの研究がなされたにもかかわらず、研究結果の再現性亡しく未だ定量化に至っていないと同様、本研究でも今後の問題として残さざるをえない。

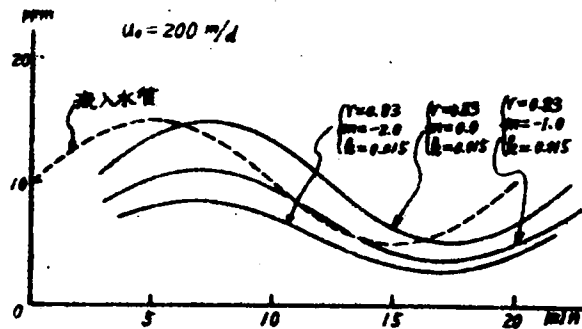


図5・37 ろ過処理能力の短期弾力性
(その3)

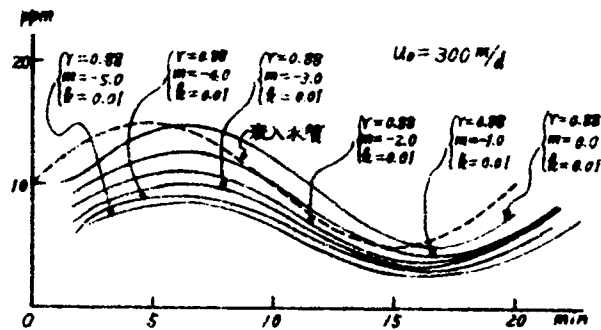


図5・38 ろ過処理能力の短期弾力性
(その4)

5・5節 結 語

本章では前章にひきつづき浄水施設における主要単位操作であるろ過を取り上げ、その弾力的処理能力について分析を加えてきた。ろ過機構の考察から Channel 論を採択し、さらに砂層内 Channel 流動には流速分布がありミクロに短絡流が存在することを実証した。Channel 流中、流速の小さい(あるいは静止している)短絡外部流はほとんど砂表面(あるいは抑留フロク表面)に膜状に密着する層とも考えられ、これを量的にも究明することができた。したがって沈殿

能力におよぼす短絡隣接流の緩衝効果と同様、ろ過能力にもいくらか弾力性を期待しうることを明らかにしてきた。しかし、今日一般的なろ過速度および砂層厚さを考えるとき、上記ろ層内の短絡外部流が容量的にきわめて小さいものであるところからその緩衝効果に大きな限界を伴うことが明らかになった。したがってろ層内流動に伴なうろ過能力の弾力性は、従来のろ過方式を採用する限り、かなり短期的流入条件変動に対する場合に限り有意な効果を期待しうることを指摘した。この効果をさらに拡大するためにはろ速を低下させるとか、砂層厚を増大するなど、いずれにしろ砂表面に密着する水膜量の相対的拡大に努めなければならないことはいうまでもない。長期的流入条件変動に対し弾力的ろ過能力を期待する場合は流動に伴なう弾力性を量的にあまり期待しえないので、結局濁質除去現象にその原因を求めなければならない。つまり、除去 — 抑留 — はく離現象に弾力性を求めなければならない。この現象解明については本研究では今後の課題として残すことにしたので、本章の成果としては、ろ過能力の短期的弾力性を砂層内流動面から言及しえた点にとどまる。

Ⅱ－３ 弾力的都市給水システムの設計・管理計画の基礎

給水システム各構成因子のもつ種々の変動およびその分析を通じて、すでに各構成因子の弾力性を個々に検討してきた。第Ⅰ編および第Ⅱ編Ⅱ－１，Ⅱ－２にてそれぞれ水源条件の変動、需要の変動および浄水能力の変動などを分析している。ところで計画の基本は分析結果をいかに新たに合成するかにある。したがって当面する問題は、すでに分析した各構成因子の弾力性相関をふまえていかに給水システムの再合成をはかるかにある。具体的には弾力性を保有する諸因子をいかに配分合成し、システムの設計を行なうかである。以下そういった点に分析を加えてゆきたい。

第 6 章 弾力的施設設計に関する研究

6・1 節 概 説

これまでの分析では特に動的変動に注目し、厳密には動的弾力性の定量に努めてきた。したがって、合成の方向としてはこれらの動的弾力性を用いてそのまま一気に動的システムの合成を計る方向と、ひとまずこれらの動的弾力性を平均化して静的に取り扱い、静的システム合成を検討する方向とがある。後者の場合、徐々に動的合成へと議論を展開してゆくことができよう。ここで従来の都市給水技術の発展過程および都市給水に要求される安全性を考慮すれば、現段階で一気に動的合成を試みることは危険側でかつ実現性に亡しいと判断することもできる。さらにまた、既存給水技術は定常運用を前提に発展安定しているものが多く、可能性が有るからといって運用を非定常化することは技術の基本原則を問われることにもなりかねない。たとえろ材として砂を用いるのはあくまで定常運用を前提としているのかもしれない、浄水ろ過を完全に動的化するにはそれに先だち、ろ材として砂を用いることの可否から検討をはじめなければならないだろう。既存砂ろ過に動的運用が可能か否かは二義的な問題となろう。

以上の理由から、本研究で取り上げる変動あるいは弾力性としては従来技術的にその安定性が確認されている範囲を大巾に越えるものを除外する。いいかえれば、既存施設にみられる種々の条件変動あるいは既存施設でほぼ技術限界と考えられている諸条件の微小な変化を対象としてみる。したがって一応微小とみなしうる静的弾力性のシステム内伝播およびシステム合成を本章の当面の目的とする。しかる後、動的弾力性の合成についても考察を展開しうる。いずれも微小変量に関する議論に限定するところから微小変量分析としての効果をも期待しうるのでこの効果についても言及する。積極的にシステムを合成するためには合成目標の導入が必要となる。一例として経済性を目標に最も経済的にシステムを合成する方法についても考察を加えておく。具体的には、まず6・2節にて以後に取り上げる弾力性の定義をひとまず明確にするとともに、既知なる弾力性を保有する施設のシステム合成法を一般的に検討してゆく。弾力性値が変数となる場合は各弾力性のシステム内伝播は一般に複雑で、その取り扱いが容易でないことが多い。そこで特に取り扱いの簡略化をはかることにも重点を置き、諸変量のシステム内伝播追跡法に一つの近似法を提案する。これを用いて任意の合理的システム合成を近似的にはあるが可能にする。既存システムの特長あるいは改善すべき方向性なども明らかになる。個々の施設の弾力性値がすべて既知の場合は以上の検討で十分シ

システム合成をはかりうるが、既存施設など個々の弾力性値およびその伝播が必ずしも明確でない場合はシステム全体の総括的な検討が必要になる。そこで、6・3節では各弾力性を微小変量とみなした上で、システムの総括的検討法について述べる。微小変量に関する弾力性分析がひいてはシステムの合理性分析にも通じうることを明らかにした後、諸変量の特殊なシステム内伝播を総括的に取り上げる。諸変量がシステム内に同次関係を保ちつつ伝播する場合を取り上げ、この場合の合理的システムの分析および合成法に言及する。たとえば、諸因子が変動しても相互にその変動を相殺するよう配慮し、評価因子あるいは目的因子に何ら影響が及ばないよう0次の同次関係を維持しうるようシステムを合成することも一つの合理的な方法となりうることを示す。6・4節では弾力性の合成に当たり経済性を評価関数として採用する場合につき簡単に論及する。結果的には各弾力性値をそれぞれ評価関数との対比のもとに追跡し、限界費用配分としての問題に転換しうるというのが一つの特徴である。

6・2節 弾力的施設における弾力性配分設計

個々の構成因子（単位施設）が弾力的な処理能力を保有し、それらが一つのシステムとして施設を構成する場合、当然この施設に弾力的な処理能力を期待しうる。こういった施設を弾力的施設と呼ぶことにして、以下、構成単位施設の保有する弾力性が既知の場合、いかにこれらを一つの施設として構成してゆけばよいか検討してみる。

6・2・1 弾力性の定義とその伝播

これまで弾力性という言葉を経済学を比較的に曖昧かつ抽象的に用いてきた。ここで議論を明確にするために、以下に用いる弾力性に関する言葉の定義を若干明確にしておく必要がある。

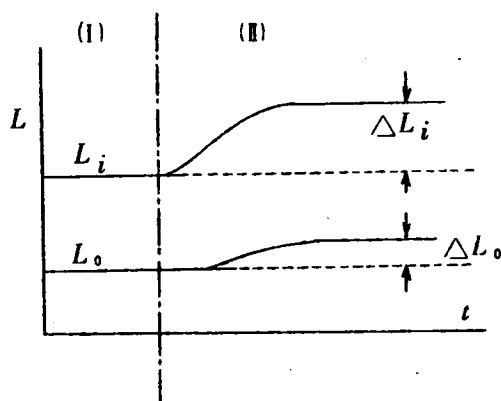


図6・1 弾力的処理概念図

6・2・1-(1) 弾力性に関する一つの定義

一般水処理施設では図6・1のゾーン(I)に示すように、平均的には L_i なる流入負荷が処理を受けて L_o が流出する。このとき処理率（除去率）は次のように表わされる。

$$R = \frac{L_i - L_o}{L_i} = 1 - \frac{L_o}{L_i} \quad (6 \cdot 1)$$

ここで、 R は除去率、 L_i は流入負荷、 L_o は流出負荷。ところで、問題は図6・1のゾーン(II)にも見られるように流入負荷量が L_i から $(L_i + \Delta L_i)$ 変化するときの L_o の応答で、 L_o は $(L_o + \Delta L_o)$ に変化するものと考えられる。この場合総括的に次のように定義することができよう。

$$\Delta L_o = k \cdot \Delta L_i \cdot (1 - R) \quad (6 \cdot 2)$$

ここで、 k を処理弾力性係数と呼ぶことにする。 k が0のとき、流入負荷変動は流出に何ら影響を及ぼさないことを表わし、 k が1とはゾーン(I)での平均的処理率が ΔL_i にも同様に発揮されることを表わす。 k が1を越える場合は流入負荷がゾーン(I)での平均処理率の維持を不能にすることがわかる。 k が0から1の間の数値であれば、増加負荷量 ΔL_i が増加前の平均処理率以上の効率で処理されることを指すので、この処理施設では負荷量が L_i のとき弾力的処理能を期待しうるといえる。なお、ここでは L_i を負荷量として一括表示しているが、厳密には水量負荷、水質負荷に区別される。すなわち、(1)一定の水量水質が流入しているときに流入水質のみ変動する場合の水質応答、(2)一定の水量水質が流入しているときに流入水量のみ変動する場合の水質応答、(3)一定の水量水質ともに変動する場合の水質応答、それぞれの場合に応じて k 値を定義づける必要がある。既存浄水施設では処理水量は一定かあるいはろ過池における自然減量がみられる程度で、主として上記(1)の場合が問題になる。一方、将来需要水量変動に対応して浄水施設に動的運用が採用されれば(2)、(3)が問題となってくる。しかし、本章では一般的取り扱いの総括的検討が主目的であるところから、若干精度を犠牲にして特に明記しない限りそれらを区別することなく一括負荷変動として考察を進めることにする。すなわち、それぞれの場合に k の値のみが変化するものとする。

さて、 L_i が $(L_i + \Delta L_i)$ に変化し、 L_o が $(L_o + \Delta L_o)$ に変化することによって、式(6・1)の処理率も次のように変化する。

$$R + \Delta R = \frac{(L_i + \Delta L_i) - (L_o + \Delta L_o)}{(L_i + \Delta L_i)} \quad (6 \cdot 3)$$

式(6・2)より ΔR は次のように表わされる。

$$\Delta R = \frac{(1-k)(1-R)}{L_i + \Delta L_i} \cdot \Delta L_i \quad (6.4)$$

また、この変化に伴う除去量の変化量 Δu は次のように変化する。

$$\begin{aligned} \Delta u &= (L_i + \Delta L_i)(R + \Delta R) - L_i \cdot R \\ &= (1 - (1-R) \cdot k) \cdot \Delta L_i \end{aligned} \quad (6.5)$$

増加負荷量に対する増加除去量の比は式(6.5)より次のように表わされ、ここでその比を m と表わすことにする。

$$\frac{\Delta u}{\Delta L_i} = (1 - (1-R) \cdot k) = m \quad (6.5)'$$

さて、残された問題としてすでにふれた水量、水質に関する取り扱いの外に、いかに式(6.2)を設定するかの問題がある。たとえば水質応答を取り上げてみても図6.2に示すように ΔL_i 、 ΔL_o が一定しないことが多く、一義的にその時間的対応を決定することは容易でない。結局、現段階では種々の前提条件のもとにその都度 k の定義を

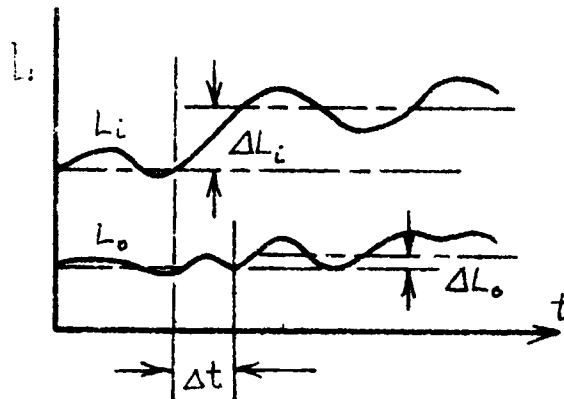


図6.2 変動のある弾力的処理

厳密化せざるをえない。水質を項目別に取り上げる場合も同種の問題を残す。ただ、本研究ではすでに述べたように、図6.2に示すような L_i 、 L_o の動的応答をも極力平均化して静的定量に努める。

6.2.1-(2) 弾力性の伝播

次にこれらの弾力的施設が合成される場合について基本的考察を加えておく。一般にいかなる合成も図6.3に示すように、基本型としては直列合成と並列合成に分類される。施設1と2の処理

率がそれぞれ R_1, R_2 のときに保有する
処理弾力性係数を k_1, k_2 とすれば、両
施設に対する流入負荷の増加量は両者によ
って次のように処理されるはずである。ま
ず直列型のとき次のようになる。

$$\begin{aligned}\Delta L_0 &= k_1 \cdot k_2 \cdot (1 - R_1) \cdot \\ &\quad (1 - R_2) \cdot \Delta L_i \\ &= (1 - m_1) (1 - m_2) \cdot \\ &\quad \Delta L_i \\ &\quad (6 \cdot 6)\end{aligned}$$

ここで各サフィックス 1, 2 は合成施設 1,
2 を指す。

増加除去量 $\overline{\Delta u}$ は Δu_1 と Δu_2 の和としてつぎのようになる。

$$\overline{\Delta u} = (m_1 + (1 - m_1) \cdot m_2) \cdot \Delta L_i \quad (6 \cdot 7)$$

一方、並列型の場合は ΔL_i が施設 1, 2 にいか配分されるかによって一定しない。したがっ
て、まず ΔL_i の各配分量を求めることが先決問題となる。一般に図 6・1 のゾーン (I) における
 L_i の安定条件から施設 1, 2 への増加流入負荷量 $\Delta L_{i1}, \Delta L_{i2}$ が既知となることも少なく
ない。このとき $\Delta L_{i1}, \Delta L_{i2}$ より容易に次の関係を与える。

$$\Delta L_i = \Delta L_{i1} + \Delta L_{i2} \quad (6 \cdot 8)$$

$$\Delta L_0 = (1 - m_1) \cdot \Delta L_{i1} + (1 - m_2) \cdot \Delta L_{i2} \quad (6 \cdot 9)$$

$$\overline{\Delta u} = m_1 \cdot \Delta L_{i1} + m_2 \cdot \Delta L_{i2} \quad (6 \cdot 10)$$

ΔL_i が並列施設に人為的に配分される場合も、 $\Delta L_{i1}, \Delta L_{i2}$ など各配分量が決まれば上式に
て弾力性の伝播を定量化しうる。一例として、図 6・3 並列システムで両施設からの流出負荷量が
等しくなるよう ΔL_i が配分されるとき、この ΔL_i に対する処理は次のようになる。

$$\begin{aligned}\Delta L_0 &= k_1 (1 - R_1) \cdot \Delta L_{i1} = k_2 (1 - R_2) \cdot \Delta L_{i2} \\ &= \frac{\Delta L_i}{\left\{ \frac{1}{(1 - m_1)} + \frac{1}{(1 - m_2)} \right\}} \\ &\quad (6 \cdot 11)\end{aligned}$$

$$\overline{\Delta u} = \Delta u_1 + \Delta u_2 = \frac{m_1 (1 - m_2) + m_2 (1 - m_1)}{(1 - m_1) + (1 - m_2)} \cdot \Delta L_i \quad (6 \cdot 12)$$

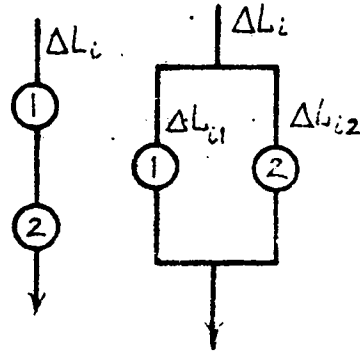


図 6・3 直列合成と並列合成

あるいは並列両施設での除去負荷量が等しくなるよう ΔL_i が配分されるとき、 ΔL_i に対する処理は次のようになる。

$$\Delta L_0 = 1 - \frac{2 \cdot m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2} \cdot \Delta L_i \quad (6.11)'$$

$$\overline{\Delta u} = \frac{2 \cdot m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2} \cdot \Delta L_i \quad (6.12)'$$

一般システム内での弾力性効果の伝播も基本的には上述の直列、並列両者の場合を組合わせてゆくことによって追跡しうるので特に問題はない。

6.2.2 弾力的施設のシステム合成

一般に水処理施設は種々の機能を持つ単位施設の組合わせによってシステムを構成する。またある特定機能の単位施設も複数施設として設置されることが多い。沈殿池とろ過池とは機能上単位施設として分割されると同時にそのいずれも二池以上に分割される。したがって一般水処理施設は図6.4に示すようにフローネットを構成するものといえる。フローネット構成は従来 ΔL_i に対し特に配慮する

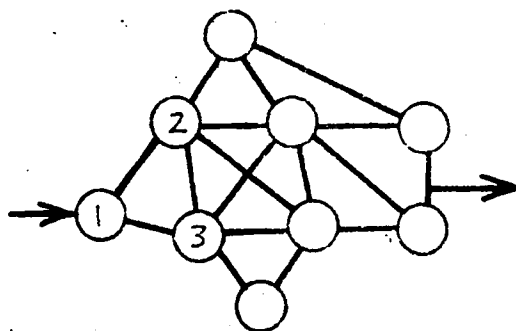


図6.4 一般施設フローネット (その1)

ことなく、各ルート平均負荷 L_i に基き決定されてきた。この場合、 L_i が $(L_i + \Delta L_i)$ に変化すれば ΔL_i は L_i の配分法に従って自然に各ルートに配分されることが多い。各ルートへの配分負荷量はあらかじめ決定されている L_i の配分法にて定量化しうるので、付随的な ΔL_i のシステム内伝播は前項に示したごとく算定できる。問題は弾力性伝播追跡のみで、あくまで ΔL_i は L_i の付随物とした考え方で、あらゆるシステム設計を L_i にて決定してゆく方法である。ところが ΔL_i の発生頻度が増えたり重要な問題を提起するに至れば、フローネット構成の決定に当り ΔL_i を考慮せざるえなくなる。最も簡単には L_i のみによる設計から $(L_i + \Delta L_i)$ を平均負

荷とする設計へと交換すればよい。しかし、一般に設計基準値としての平均負荷増大は施設容量の増大を招き、多大の経費を必要とする。まずは L_i に対する既存施設にて ΔL_i をいかに積局的に分担処理することができるか、あるいは処理するべきかを検討してゆく必要がある。つまり、 ΔL_i に対する附加的システム構成を考慮する必要がある。 L_i に対するフローネット構成とは別個のものであってもよく、 ΔL_i 用のフローネットを追加することを考えればよい。 L_i が $(L_i + \Delta L_i)$ に増大するときのみこの追加ネットを活用することにより、基本的には L_i 用の施設で $(L_i + \Delta L_i)$ に対処しうることになる。問題は個々の単位施設がそれぞれⅡ-2に記したような処理弾力性を保有するとき、それぞれの単位施設をいかに合成し、新たなフローネットを構成すればよいかである。基本的にはいかなる合成も、直列合成、並列合成に分類しうるので、前項式(6・6)から式(6・10)を活用しつつ、フローネット合成を検討すればよい。合成方法としては、 ΔL_i の処理に関係するあらゆる単位施設でフローネットを想定し、流入負荷量 ΔL_i の各単位施設への配分量を決定し、そのときの全体施設への総影響量たとえば ΔL_0 を調べてゆく。このとき、各単位施設への負荷配分量が未知数となり、フローネット各節点での負荷量収支均衡が条件式となる。さらに、並列施設への負荷配分条件も条件式として加えられる。この配分条件としては種々の場合が想定され、たとえば、システムとしてのフローネット全体での総除去量が最大になるよう ΔL_i を配分する方法などある。いま、図6・5に示すように各単位施設を中心に分・合流節点を施設外に分離すれば、図6・4に示す一般フローネットは図6・6のように各単位施設を中心に書き改められる。

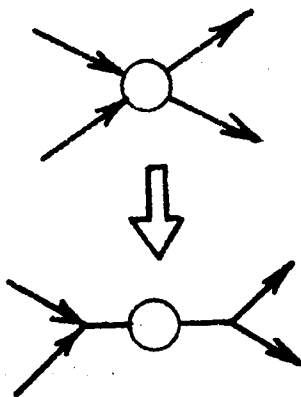


図6・5 合流節点

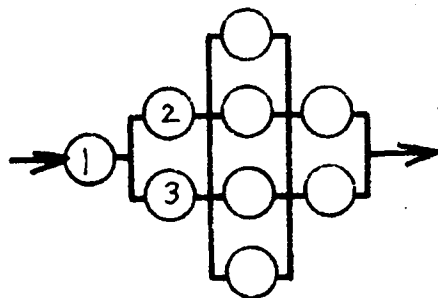


図6・6 一般施設フローネット(その2)

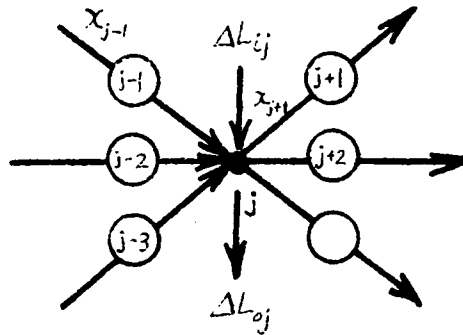


図6・7 節点における負荷収支

ここで各单位施設への負荷配分量を未知数として x ，処理を受けた後の流出負荷量を x' と表わし，特定未知数はその都度サフィックス表示することになれば，各節点における負荷収支式および負荷配分条件式はつぎのようになる。図6・7に表わすような一般節点 (j) における負荷収支式として次式をえる。

$$\sum_{p'j=1}^{p'j=p'j} x'_{j-p'j} - \sum_{pj=1}^{pj=pj} x_{j+pj} = \Delta L_{oj} - \Delta L_{ij} \quad (6.13)$$

$$(j = 1, 2, \dots)$$

ここで， $p'j$ は節点 j への流入数， pj は同流出数。 ΔL_{ij} は節点 j への外部からの負荷流入量， ΔL_{oj} は同外部への負荷流出量。

なお，負荷配分条件については以下に述べる。

6・2・2-(1) 弾力的施設の合理的合成

すでに述べたようにシステム内の弾力性伝播は各ルートへの配分負荷量がきまりさえすれば定量化しうる。いいかえれば，先に示した未知数 x を決定することが直接システムの合成に通ずる。したがって式 (6・13) の収支均衡式に加えて適宜 x の配分条件を与えてゆけば数学的にも未知数は解け，弾力的施設の合成が可能になる。配分条件としては種々考えうるが，ここでは最も合理的に配分するための条件から考察を加えてゆきたい。

処理施設の目的が汚濁物除去にあるところから、 ΔL_i に対しても極力これを除去することが望まれる。したがって、弾力的施設のシステム合成目的として、すでに述べたように総除去量 $\overline{\Delta u}$ が最大になるよう計るのも一つの合理的な方法といえよう。いま、図 6・4 あるいは図 6・6 に示すシステムでの負荷総除去量は、式 (6・5) よりつぎのように表わされる。

$$\overline{\Delta u} = \sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot x_p \quad (6 \cdot 14)$$

ただし、システムは P 個の単位施設からなり、 $p = p$ なる単位施設への配分負荷量を x_p 、 m_p は式 (6・5)' に示す各施設の m 値。

システム内での節点総数が J のとき、式 (6・13) に示す収支均衡条件を J 個の制約として、式 (6・14) の最大化を計ることによって各単位施設への配分負荷量を決定しうる。 x_p に上限値が存在する場合、式 (6・13) に加えてつぎの条件も考慮する。

$$x_p \leq \bar{x}_p \quad (6 \cdot 15)$$

ここで、 \bar{x}_p は x_p の上限値。

式 (6・5)' にも関連して説明を加えたように、これまで各単位施設の処理弾力係数 k 値はその施設がある除去率 $R = R$ を維持する限り一定値とみなしてきた。すなわち、式 (6・14) での m_p 値を定数扱いしうるので、上記問題は式 (6・13)、式 (6・15) を制約条件とし、式 (6・14) を目的関数とする最大問題となり、線型計画法にて解けばよい。

6・2・2-② 弾力的施設並列システムの合成考察

以上、弾力的施設の合理的なシステム合成について述べてきたが、現研究段階で一気に最適化に基く合成を計ることは必ずしも容易でない。現段階では、処理弾力性係数 k の定性・定量分析あるいはシステム合成の方向性および可能性を明らかにしてゆくのが中心で、 k 値確立に至っていない。したがって、種々の条件下での式 (6・15) を定式化しえない場合も少なくない。そこで、最適化を計る以前に可能な範囲内での合理的システム合成をまず検討しておく必要がある。さらにまた、従来水処理施設で並列システムを構成する場合、処理機能上同質施設のみを並列に配置するのが一般的で、沈澱池とろ過池を並列に配列する例などはほとんど皆無に近い。いいかえれば、各施設の保有する処理除去能を最大化するための並列システムというよりはむしろ、各施設に期待しうる除去能を確保するための負荷分担を目的とする並列配置が中心である。これは処理機能異質施設の処理特性は相互に代替しえないという考え方と、各施設処理能に対する技術的信頼度の低さに

基く安全性確保を主眼とするからにはかならない。いうなれば消極的受身の並列配置を中心としている。この種の従来施設配置の特性をも考慮してゆけば、システム合成における合理性追究にいくつかの簡便法が可能になる。つまり、並列システムを合成するための基本条件として現段階では代替しうる負荷分担並列方式をとらざるをえないものと考えれば、式(6・13)、式(6・15)に加えて新たな合成制約条件をえることになる。なお、ここでいう代替しうる負荷分担並列方式とは、単位施設合成に当り代替しうる施設の組合せに基づく基本並列システムの合成を基本とし、これをさらに負荷分担を目的として組み合わせてゆく方式を指す。たとえば、5個の単位施設合成に当って、施設1と施設2の直列配列が施設3の能力に代替しうると判定できれば、負荷分担を前提に図6・8に示すように基本並列システムを設定し、同様の方式を施設5にまで及ぼし、図6・8中に示すように合成してゆくことができる。

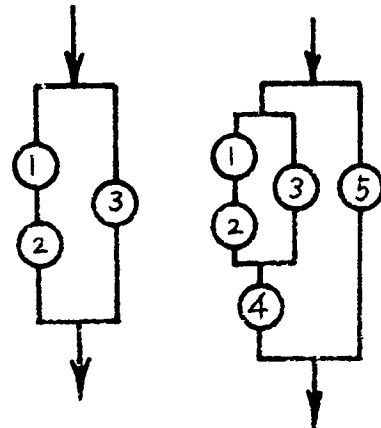


図6・8 並列負荷分担

上述のように処理の安全性を重視して代替しうる負荷分担並列方式をとれば、システム内並列ルートのいずれを流下しても同等の処理を受けることが特徴で、システム内での任意の開ルートにつぎに示すような基本条件をえる。 np 個の単位施設からなる任意の開ルート n を図6・9に示すように取り上げ、各施設への流入負荷量を x_{np} と表わせば次式をえる。

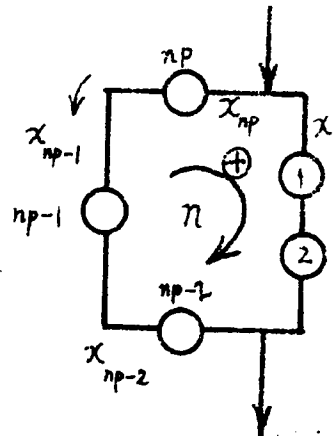


図6・9 閉ルート負荷配分

$$\sum_{np=1}^{np=np} m_{np} \cdot x_{np} = 0 \quad (6.16)$$

$$(n=1, 2, \dots, N)$$

ここで、 m_{np} は式(6・5)' に示す施設 np の m 値。また、 x_{np} の流れに方向性を与え、時計廻りを正、反時計廻りを負とする。

ところで、以上の基本条件導入と6・2・2-(1)に述べた合理的システム合成の関連について簡単に考察しておく。6・2・2-(1)の方法は基本的には式(6・15)条件成立下で式(6・14)中の m_p の大きさを選定してゆくことである。 m_p 値の差異選定に立脚して負荷配分量 x_p を決定してゆく方法といえる。しかしここでは式(6・15)および m_p 値の定量精度の信頼性を考慮して上記選定を二義的に取り扱い、逆にあらかじめいくつかの m_p 値の総合化をはかり総合 m 値の均一化をはかる方法をとる。数式的には、式(6・14)の未知数 x_p をいくつかグループ分けして新たな未知数群に変換し、その新たな未知数の係数を均一化する。したがってこの場合、新たな未知数による式(6・14)のごとき合成目的関数では係数 m 値に特に差異はなくなるので、目的関数の重要性は軽減される。むしろ、最適性および式(6・15)の条件は上記未知数のグループ分けの段階で吟味されるべき問題となる。

6・2・2-(3) 弾力的施設の簡便合成法

現段階で一気に弾力的施設の合理的合成が容易でないところから、以上に考察した代替しうる負荷分担並列方式にてシステム合成を行なうのも一つの方法である。この場合、種々のシステムを想定し、それぞれの場合について式(6・13)および式(6・16)両条件で負荷配分法および総除去量を算定し、その内最適なシステムを決定すればよい。最も重要な問題は想定システムの構成で、得られる結果は想定システムの型に左右される。したがって各単位施設の処理特性を十分把握した上でシステム想定を行なう必要があるが、ひとたび想定されたシステム上で負荷配分および除去量を算定することはきわめて容易である。この種のフローネットにおける負荷配分算定法は基本的には一般管網解法と同様に解きうる。未知数は各施設への配分負荷重 x_p の p 個で、これを解くための関係式は各節点での負荷収支に関する J 個の式(6・13)および N 個の閉ルートにおける除去量均衡に関する式(6・16)の合計($J+N$)。 $J+N=p$ が成立する一般フローネットでは未知数と式数は等しくなり容易に各 x_p を決定しうる。 x_p が求まれば同時に総除去量も算定できる。その他解法については管網計算法を全面的に応用しうるのでここでは記述することを省略し、算定例を一例のみ示すにとどめる。たとえば流入負荷増 $\Delta L_i = 100$ に対し、各単位施設の処理能力が表6・1に示すような9施設を図6・10に示すようシステム想定する場合について検討してみる。

表 6・1 処 理 能 力

p	1	2	3	4	5	6	7	8	9
R_p	0.2	0.2	0	0.5	0.5	0.5	0	0.9	0.9
k_p	0.4	0.3	—	0.2	0.15	0.1	—	0.01	1.25

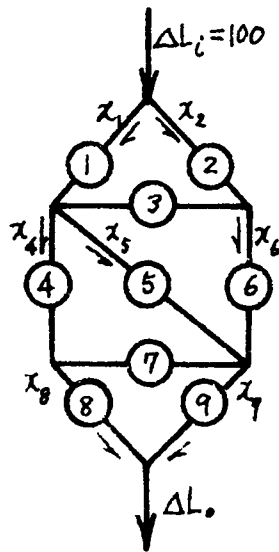


図 6・10 弾力的処理システム例

まず，各節点での負荷収支より次式をえる。

$$\text{①, } x_1 + x_2 = 100 (= \Delta L_i)$$

$$\text{②, } 0.32x_1 + x_3 = x_4 + x_5$$

$$\text{③, } 0.24x_2 = x_3 + x_6$$

$$\text{④, } 0.1x_4 + x_7 = x_8$$

$$\text{⑤, } 0.075x_5 + 0.05x_6 = x_7 + x_9$$

$$\text{⑥, } 0.01x_8 + 0.125x_9 = \Delta L_o$$

(6・17)

さらに各閉ルートでの負荷分担条件より次式をえる。

$$(1), -0.68x_1 + 0.76x_2 = 0$$

$$(2), -0.925x_5 + 0.95x_6 = 0$$

(6.18)

$$(3), -0.9x_4 + 0.925x_5 = 0$$

$$(4), -0.999x_8 + 0.875x_9 = 0$$

このときの各配分負荷量はそれぞれ約 $x_1 = 52.8$, $x_2 = 47.2$, $x_3 = 2.1$, $x_4 = 9.6$, $x_5 = 9.3$, $x_6 = 9.1$, $x_7 = 0$, $x_8 = 1.0$, $x_9 = 1.1$ となり, ΔL_0 は約 0.14 となり, ΔL_i に対する除去率としては約 99.86% 期待しうることがわかる。

ところで, 以上では処理弾力性係数 k 値を平均的に常に一定値として取り扱ってきた。しかし, この k 値は配分される負荷量によって変化することもある。たとえば施設への流入負荷が大きくなるにつれて弾力性が失われてゆく場合, 図 6.11 に示すように k 値自体が変化することも考える。このとき, 式 (6.16) 中の m_{np} 値はつぎのように表わされ, 式 (6.16) は以下に示すように 2 次式となる。

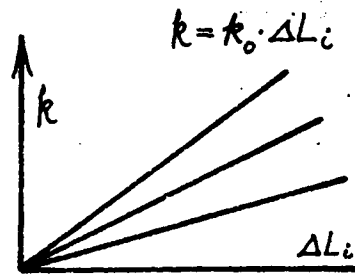


図 6.11 k 値の変化

$$m_{np} = \left\{ 1 - (1 - R_{np}) \cdot k_{0np} \cdot x_{np} \right\} \cdot x_{np} \quad (6.19)$$

R_{np} は施設 np で x_{np} が配分される以前の除去率, k_{0np} は図 6.11 に示すこの施設の k_0 値。

$$\sum_{np=1}^{np=np} \left\{ 1 - (1 - R_{np}) \cdot k_{0np} \cdot x_{np} \right\} \cdot x_{np} = 0 \quad (6.20)$$

一般的に, k 値が負荷量に対応して多次関数として変化する場合, 式 (6.16) の閉ループ負荷配分条件式は多次方程式となる。このとき, 式 (6.13) 中の負荷流出量 x'_{j-pj} も同様に高次化されるので式 (6.13) の節点負荷収支式も多次方程式となることはいうまでもない。これら両多次方程式を連立して解けば, 以上に述べたと同様に施設の合成が可能になる。この場合の解法は合田・雄倉〔6.1〕による 1 次化連立式による管網解法を参照し, 以下に示すように結局は 1 次連立式解法として簡略化しうる。つまり, 高次方程式を Newton の逐次近似法を用いて 1 次化

する。

2元の場合について以下簡単に紹介しておく。一般2元高次方程式を ϕ とおく。

$$\phi(x, y) = 0 \quad (6.21)$$

x, y の1次近似値を x_1, y_1 とし、その補正値をそれぞれ ξ, η と表わし、つぎのように定める。

$$\begin{aligned} x &= x_1 + \xi \\ y &= y_1 + \eta \end{aligned} \quad (6.22)$$

式(6.21)を (x_1, y_1) の近傍でTaylor展開し、微小項を省略すればつぎに示すような ξ, η に関する1次式をえる。

$$\xi \cdot \frac{\partial \phi_1}{\partial x} + \eta \frac{\partial \phi_1}{\partial y} + \phi_1 = 0 \quad (6.23)$$

ここで、 $\phi_1 = \phi(x_1, y_1)$ 。

式(6.22)にて上式の ξ, η を消去すれば次式をえる。

$$\left(\frac{\partial \phi_1}{\partial x} \right) x + \left(\frac{\partial \phi_1}{\partial y} \right) y = \left[\frac{\partial \phi_1}{\partial x} \cdot x_1 + \frac{\partial \phi_1}{\partial y} \cdot y_1 - \phi_1 \right] \quad (6.24)$$

結局、式(6.21)に示す高次式を上式のごとく近似的に一次式に変換し、同様に式(6.13)をも1次化し両者を連立して解けばよい。ただし、両1次化式は近似式であるので反復計算を必要とする。

たとえば式(6.20)の場合に、ある仮定配分負荷量を \bar{x}_{np} と表わせば式(6.24)よりつぎのように1次化しうる。

$$\left. \begin{aligned} \phi_1 &= \sum_{np=1}^{np=np} \left\{ 1 - (1 - R_{np}) \cdot k_{onp} \cdot \bar{x}_{np} \right\} \cdot \bar{x}_{np} \\ \left(\frac{\partial \phi_1}{\partial x} \right) &= \sum_{np=1}^{np=np} \left\{ 1 - 2(1 - R_{np}) \cdot k_{onp} \cdot \bar{x}_{np} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (6.25)$$

上記式(6.25)を式(6.24)に代入しつぎの一次式をえる。

$$\sum_{np=1}^{np=np} \left\{ 1 - 2(1 - R_{np}) \cdot k_{onp} \cdot \bar{x}_{np} \right\} \cdot x_{np} = \sum_{np=1}^{np=np} \left\{ -(1 - R_{np}) \cdot k_{onp} \cdot \bar{x}_{np} \right\} \cdot \bar{x}_{np} \quad (6.26)$$

\bar{x}_{np} に仮定量を与えれば、連立1次式をえる。その解を新たな仮定量として \bar{x}_{np} とし、逐次くり返し解くことによって x_{np} を決定しうる。

先と同様、ここでも簡単な算定例を一例のみ示しておく。図6・10に示した想定システムで、各单位施設の処理弾力性係数 k 値が表6・1に示すように定数とみなすことができず、図6・11に示すよう変数である場合について検討してみる。各施設の処理能力は表6・2の通りとする。

表 6・2 処 理 能 力

p	1	2	3	4	5	6	7	8	9
R_p	0.2	0.2	0	0.5	0.5	0.5	0	0.9	0.9
k_{op}	0.0150	0.0151	—	0.010	0.010	0.015	—	0.01	0.010

まず節点負荷収支式はつぎのようになる。

$$\begin{aligned}
 \text{①, } & x_1 + x_2 = 100 \quad (= \Delta L_i) \\
 \text{②, } & 0.012x_1^2 + x_3 = x_4 + x_5 \\
 \text{③, } & 0.0121x_2^2 = x_3 + x_6 \\
 \text{④, } & 0.005x_4^2 + x_7 = x_8 \\
 \text{⑤, } & 0.005x_5^2 + 0.0075x_6^2 = x_7 + x_9 \\
 \text{⑥, } & 0.001x_8^2 + 0.001x_9^2 = \Delta L_o
 \end{aligned} \tag{6.27}$$

閉ルートにおける負荷分担条件として次式をえる。

$$\begin{aligned}
 (1), & -(1 - 0.012x_1) \cdot x_1 + (1 - 0.0121x_2) \cdot x_2 = 0 \\
 (2), & -(1 - 0.005x_4) \cdot x_4 + (1 - 0.0075x_6) \cdot x_6 = 0 \\
 (3), & -(1 - 0.005x_4) \cdot x_4 + (1 - 0.005x_5) \cdot x_5 = 0 \\
 (4), & -(1 - 0.001x_8) \cdot x_8 + (1 - 0.001x_9) \cdot x_9 = 0
 \end{aligned} \tag{6.28}$$

式(6・26)に相当する各1次化式はつぎのようになる。なおここで、 \bar{x}_p はそれぞれ仮定負荷量をさす。

$$\begin{aligned}
 \text{①, } & x_1 + x_2 = 100 \\
 \text{②, } & 0.024\bar{x}_1 \cdot x_1 + x_3 - x_4 - x_5 = 0.012\bar{x}_1^2 \\
 \text{③, } & 0.0242\bar{x}_2 \cdot x_2 - x_3 - x_6 = 0.0121\bar{x}_2^2 \\
 \text{④, } & 0.01\bar{x}_4 \cdot x_4 + x_7 - x_8 = 0.005\bar{x}_4^2
 \end{aligned} \tag{6.29}$$

$$⑤, 0.01 \bar{x}_5 \cdot x_5 + 0.015 \bar{x}_6 \cdot x_6 - x_7 - x_8 = 0.005 \bar{x}_5^2 + 0.0075 \bar{x}_6^2$$

同様に、式(6・28)の一次化式として次式をえる。

$$(1), (0.024 \bar{x}_1 - 1.0) x_1 - (0.0242 \bar{x}_2 - 1.0) x_2 = 0.012 \bar{x}_1^2 - 0.0121 \bar{x}_2^2$$

$$(2), (0.010 \bar{x}_3 - 1.0) x_3 - (0.015 \bar{x}_6 - 1.0) x_6 = 0.005 \bar{x}_3^2 - 0.0075 \bar{x}_6^2$$

$$(3), (0.01 \bar{x}_4 - 1.0) x_4 - (0.010 \bar{x}_5 - 1.0) x_5 = 0.005 \bar{x}_4^2 - 0.005 \bar{x}_5^2 \quad (6.30)$$

$$(4), (0.002 \bar{x}_8 - 1.0) x_8 - (0.002 \bar{x}_9 - 1.0) x_9 = 0.001 \bar{x}_8^2 - 0.001 \bar{x}_9^2$$

ここで第1次仮定負荷として、 $\bar{x}_1 = 5.0, \bar{x}_2 = 5.0, \bar{x}_3 = 2.0, \bar{x}_4 = 1.0, \bar{x}_5 = 1.0, \bar{x}_6 = 1.0, \bar{x}_7 = 0, \bar{x}_8 = 1.0, \bar{x}_9 = 1.0$ として上記式(6・29), 式(6・30)を一次式としてこれを解く。得られた解を新たな仮定負荷とし、逐次計算をくり返してゆけばよい。この場合くり返し計算4回でほぼ安定した次の解をえた。

$$x_1 = 5.0$$

$$x_2 = 4.4$$

$$x_3 = 1.3$$

$$x_4 = x_5 = 2.3$$

$$x_6 = 2.3$$

$$x_7 = 2.0$$

$$x_8 = x_9 = 4.3$$

$$\Delta L_0 = 0.04$$

6・2・2-(4) 弾力的施設負荷流入点の考察

これまでの検討に関連して、弾力的施設システムではどの地点から負荷を流入させればよいかを補足的に考察しておく。多点流入の合理性も同時に検討できる。

図6・12に示すような一般システムで、節点 j からの流入負荷量を ΔL_{ij} と表わし、多数の節点から同時に流入する場合を考察してみる。このときある施設 $p = p$ に配分される負荷量 x_p は何らかのルートを経て結局は ΔL_{ij} が配分されてくるものであるから総括的に x_p はつぎのように表わされるものとする。

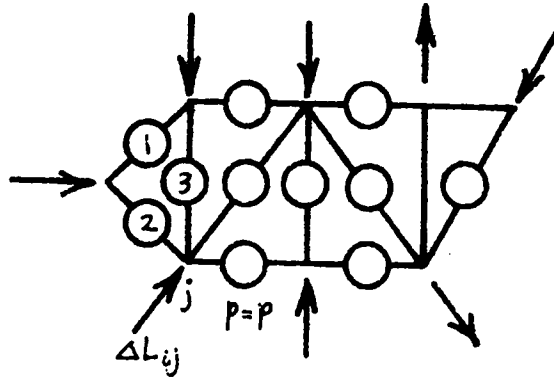


図6・12 処理システムへの流出入負荷

$$\begin{aligned}
 x_p &= \bar{s}_{p1} \cdot \Delta L_{i1} + \bar{s}_{p2} \cdot \Delta L_{i2} + \dots \\
 &= \sum_{j=1}^{j=J} \bar{s}_{pj} \cdot \Delta L_{ij}
 \end{aligned} \quad (6.31)$$

ここで、 \bar{s}_{pj} は節点 j に $\Delta L_{ij} = 1$ なる負荷が流入するときの施設 p への配分負荷量、 J はシステム内節点総数、いうまでもなく x_p は施設 p への配分負荷量。

さて、節点 j から流入する $\Delta L_{ij} = 1$ のシステム全体による総除去率 \bar{R}_j はつぎのように表わされる。

$$\bar{R}_j = \frac{\sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot \bar{s}_{pj}}{\Delta L_{ij} (=1)} = \sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot \bar{s}_{pj} \quad (6.32)$$

m_p は施設 p の m 値、 P はシステム内単位施設総数。

ところで、一般的に各節点に ΔL_{ij} が流入するときのシステム内総除去量 $\bar{\Delta u}$ はつぎのように表わされる。

$$\bar{\Delta u} = \sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot x_p \quad (6.33)$$

これより次式をえる。

$$\frac{\partial \bar{\Delta u}}{\partial \Delta L_{ij}} = \sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot \left(\frac{\partial x_p}{\partial \Delta L_{ij}} \right) \quad (6.34)$$

式(6.31)の偏微分よりつぎの関係をえる。

$$\frac{\partial x_p}{\partial \Delta L_{ij}} = \bar{s}_{pj} \quad (6.35)$$

上式を式(6.34)に代入すれば次式をえる。

$$\frac{\partial \bar{\Delta u}}{\partial \Delta L_{ij}} = \sum_{p=1}^{p=P} m_p \cdot \bar{s}_{pj} \quad (6.36)$$

式(6.32)、式(6.36)両式より、結局 ΔL_{ij} のシステム全体による総除去率を総括的に次式より求めるものとみなすことができる。

$$\bar{R}_j = \frac{\partial \bar{\Delta u}}{\partial \Delta L_{ij}} \quad (6.37)$$

いいかえれば、ある節点からの流出入の妥当性を検討するためには、その節点に微少量の仮想負荷をかけてみるのも一つの方法である。

ところで先にも取り上げたように m_p 値が変数のとき、 $\left(\frac{\partial m_p}{\partial \Delta L_{ij}} \right)$ は必ずしも0ではない。も

し、つぎの関係を確認できれば式(6.37)で $\bar{R}_j = 0$ なる流入方法が最も合理的な流入法であることがわかる。

$$\frac{\partial^2 \bar{\Delta u}}{\partial \Delta L_{ij}^2} = \sum_{p=1}^{p=P} \left(\frac{\partial m_p}{\partial \Delta L_{ij}} \right) \cdot \bar{s}_{pj} < 0 \quad (6.38)$$

6・3節 弾力的施設の総括分析および同次化設計

以上は浄水システム内における諸弾力性値を定量化しえた段階で、いかにシステムを合成しうるかを検討してきたものである。内容は本編、Ⅱ-1、Ⅱ-2における弾力性定量化への試みに並行した基本的方向性の探索にとどまっているが、今後の設計手法に一つの課題を投げえたものと考え。しかし、直面する問題は弾力性値の定量化が未確立な段階で、弾力的システム合成に向っていま何をなしうるかである。さらにまた、弾力性の定量化手法としてさらに効果的な方法はないかなどであり、以下そういった問題に分析を加えてみたい。

本研究ではⅡ編第1章にも述べたように、弾力化の程度を現段階では微小変量としてとらえることを強調している。したがって、たとえ弾力性値自体が未知であっても、その値が微小なる値であることに注目すれば、以下第8章にも述べるような特性解析が可能になる。つまり、弾力性値が未知であっても、それが微小なる値である限りにおいて、種々の分析およびシステムの合成が可能になる場合が多い。システムの構成、機能を比較的未知なるものとしてブラックボックス的にとらえても種々の分析が可能である。

6・3・1 システム内微小変量の分析

施設を一般システムとしてとらえる場合、その分析および合成は以下に示すようにシステム均衡方程式にて議論を進めるのが好都合である。

一般に、ある一つのシステムが均衡しているとき、 n 個の未知変数(x_1, \dots, x_n)はシステム構成因子 α_j ($j=1 \sim m$)を媒介変数として次のように陰関数の形に表わされる。

$$f^i(x_1, x_2, \dots, x_n, \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) = 0, \quad (6.39) \\ (i=1, 2, \dots, n),$$

ここで各パラメータ α_j が所定の値に定まれば、各未知変数はそれに対応して決定されよう。

$$x_i = g^i(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m), \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.40)$$

均衡方程式あるいは状態方程式ともいいうる式(6.39)あるいは式(6.40)が明らかであれば、種々の状態遷移も確実に追跡することができ、何の問題も生じないばかりでなく、人為的な一つの目標に向って状態を合理化してゆくこともできる。すでに分析してきた各構成因子のもつ変量あるいは弾力性値のもたらすあらゆる影響量も式(6.40)を用いて定量化しうる。ところが、上下水道分野の最大の問題はこの状態方程式が不明確なままになっているものがあまりにも多く、状態方程式が未確立なことである。

たとえば、急速ろ過方式においても、原水濁度を α_1 、薬注量 α_2 、沈殿時間 α_3 、ろ速を α_4 として、ろ水水質 x を次のように表示することができるだろうか。

$$x = g(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4) \quad (6.40)'$$

現状では各 α_j 値の設計基準値 $\bar{\alpha}_j$ を設定して、ろ水水質基準値 \bar{x} を満たす安全な給水を行ないうることを明らかにしているにすぎない。すなわち、

$$\bar{x} \geq g(\bar{\alpha}_1, \bar{\alpha}_2, \bar{\alpha}_3, \bar{\alpha}_4) \quad (6.40)''$$

したがって、一挙に合理化への方策を示しえないのみならず、ある要因 α_j が $\alpha_j + \Delta\alpha_j$ に変化した場合の対策すら明示しがたいのが現状であろう。

その原因として従来、上水道分野では安全性の高い設計、管理を第一とし、安全な給水を行なうことを非常に重視してきた。それがゆえに、逆にともすれば安全性さえ満たしうればよいという考え方もあって、結果的には技術の発展を阻んできたことも否定できないようである。さらに周知のごとく、浄水技術が複雑な応用科学として関連する因子があまりに多く、場合場合によってそれぞれ条件が異なり、定量化、定式化しがたい事実も指摘できる。以上からも明らかなように上下水道系統の合理化には、まず種々の角度から水量水質特性を明らかにして、(6.39)式あるいは(6.40)式に示される均衡関係を明確にしてゆくのが先決問題であろう。しかし、これとて決して容易なことではなく、一般に上下水道技術においては、多数の因子が複雑に関連するので厳密な均衡方程式を確立することが不可能なことさえ少なくない。そこで、未知のものは未知のままに残して、特に途中の遷移過程をとび越えてある原因因子の微少変量が結果的にいかなる変化をもたらすのかを重点的に分析し、特性を調べる方法について考察を加えてみる。こういった特性分析がひいては状態方程式の推測を可能にするとともに、あるいは直接合理解への方向づけを可能にするものと期待できる。

いま、ある均衡状態 $(x_1^0, x_2^0, \dots, x_n^0, \alpha_1^0, \alpha_2^0, \dots, \alpha_m^0)$ で、仮に一つのパラメータ α_1 が微少量変化すれば、その結果式(6.39)より次の関係を得る。

$$\begin{aligned} f_{x_1}^1 \cdot \left(\frac{\partial x_1}{\partial \alpha_1} \right) + f_{x_2}^1 \cdot \left(\frac{\partial x_2}{\partial \alpha_1} \right) + \dots \\ + f_{x_n}^1 \cdot \left(\frac{\partial x_n}{\partial \alpha_1} \right) = -f_{\alpha_1}^1 \end{aligned} \quad (6.41)$$

$$\begin{aligned} f_{x_1}^n \cdot \left(\frac{\partial x_1}{\partial \alpha_1} \right) + f_{x_2}^n \cdot \left(\frac{\partial x_2}{\partial \alpha_1} \right) + \dots \\ + f_{x_n}^n \cdot \left(\frac{\partial x_n}{\partial \alpha_1} \right) = -f_{\alpha_1}^n \end{aligned}$$

$$\text{行列表示して, } [f_j^n] \cdot [\partial x_j / \partial \alpha_1] = [-f_{\alpha_1}^i] \quad (6.41)'$$

種々の議論を式(6.39)あるいは式(6.40)上で行ないたいが、これらの定式化がきわめて困難であるので、ひとまず式(6.41)をもとに議論を進め、明らかにしうる特性をまず分析してゆこうとするのが基本的な考え方で、システム工学あるいは近代数理経済学の分野でもこういった手法が採用されているようである。ここでは全体システム構成に関する正確な知識が必要でない代りに、各パラメータの変化の影響量に関する相対的な知識が要求されるけれども、一般には均衡条件の一つだけをシフトさせるようなパラメータを特に取り上げて考察するなどして問題を狭めてゆくことが可能になるのが特徴である。分析は瞬間的变化率の議論に限られず、微小有限変化の場合にも適用できるので、その応用性は広範囲にわたる。たとえば、式(6.41)から、

$$\left(\frac{\partial x_k}{\partial \alpha_1}\right)^0 = \left(-\sum_1^n f_{\alpha_1}^i \cdot A_{ik}\right) / A, \quad k=1 \sim n \quad (6.42)$$

ただし、 $A = [f_{x_k}^i]$ 、 A_{ik} は*i*行、*k*列要素の余因子である。

最も簡単に、式(6.42)右辺各因子の正負符号のみが既知のときには、 $\left(\frac{\partial x_k}{\partial \alpha_1}\right)^0$ の符号がわかり、 α_1 の変化によって x_k はいかに変化するか、その変化の方向を定性的に把握でき、種々の対策が生れてくる。

$$(\Delta x_k / \Delta \alpha_j)^0 \cong (\partial x_k / \partial \alpha_j)^0, \quad (6.42)'$$

ただし、 Δ は微小有限変量

式(6.42)'を定量的にも把握できれば、この変化量は1単位の α_j の変化に起因する x_k の変化量とみなして、 α_j 1単位の存在価値を評価し、各因子相対評価の定量化も可能となる。

システムの合理化についていえば、一般に次のように論じうる。いま目標関数を Z と表わし、

$$Z = f(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) \quad (6.43)$$

制約条件を、 $G^1(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) = 0$

$$G^2(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) = 0 \quad (6.44)$$

$$G^n(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) = 0$$

と表わすとき、ラグランジュの未定乗数 λ を導入して、次の関数

$$H = f(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) + \lambda_1 \cdot G^1(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) + \dots + \lambda_n \cdot G^n(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) \quad (6.45)$$

から極値条件を次のように求めることができる。

$$G^k(\alpha_1^0, \alpha_2^0, \dots, \alpha_m^0) = 0, \quad (k=1 \sim n) \text{ で,}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial H^0}{\partial \alpha_i} = H_i^0 &= \frac{\partial f^0}{\partial \alpha_i} + \lambda_1 \cdot \frac{\partial G^1}{\partial \alpha_i} + \lambda_2 \cdot \frac{\partial G^2}{\partial \alpha_i} + \dots \\ &+ \lambda_m \cdot \frac{\partial G^m}{\partial \alpha_i} = 0 \end{aligned} \quad (6.46)$$

$$i = 1 \sim m$$

式(6.46)では $(m+n)$ 個の未知数に関する $(m+n)$ 個の等式を構成するので、 α_j, λ_j について一つの最適解を求めることもできる。(第2必要条件については省記)たとえば制約条件が1式の時、極値条件として次の等式をえる。

$$\frac{\frac{\partial Z}{\partial \alpha_1}}{\frac{\partial G^1}{\partial \alpha_1}} = \frac{\frac{\partial Z}{\partial \alpha_2}}{\frac{\partial G^1}{\partial \alpha_2}} = \dots = \frac{\frac{\partial Z}{\partial \alpha_m}}{\frac{\partial G^1}{\partial \alpha_m}} \quad (6.47)$$

前述の Δ 量の取り扱い同様、最も端的には均衡方程式が得られないままに、次のように式(6.47)の近似検討も可能である。

$$\frac{\frac{\Delta Z}{\Delta \alpha_1}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta \alpha_1}} = \frac{\frac{\Delta Z}{\Delta \alpha_2}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta \alpha_2}} = \dots = \frac{\frac{\Delta Z}{\Delta \alpha_m}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta \alpha_m}} \quad (6.47)'$$

すでに概説にて述べたように、本章では相対的にも微小とみなしうる静的有限量に関する弾力性を問題としている。いま、弾力性値を次の式(6.48)のように表わせば、式(6.42)'あるいは式(6.47)'からもうかがえるように、システム内での弾力性に関する議論をシステムの特性分析あるいは合理化に直結しうることがわかる〔3・7〕。

$$\eta_{ij} = \frac{\partial x_i}{x_i} \bigg/ \frac{\partial \alpha_j}{\alpha_j} \cong \frac{\Delta x_i}{x_i} \bigg/ \frac{\Delta \alpha_j}{\alpha_j} = \frac{\alpha_j}{x_i} \cdot \frac{\Delta x_i}{\Delta \alpha_j} \quad (6.48)$$

6.3.2 弾力的施設の同次化設計

以上、微小変量分析の基本概念とその弾力性分析との相関について述べた。

ある評価因子を x_i と表わせば、評価因子は一般に他の種々の関連要因によって式(6.40)のように表わされうる。ところで、一つの特珠な場合として、各因子を p 倍するときに状態方程式が次のような関係を示すときに弾力性分析が有効となる〔3・7〕。

$$x_i = g(p\alpha_1, p\alpha_2, \dots, p\alpha_m) = p^\beta \cdot g(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) \quad (6.49)$$

すなわち、数学的にいって、 x_i が β 次の同次関数であるとき弾力性分析が注目される。オイラーの定理より、

$$\left(\alpha_1 \cdot \frac{\partial}{\partial \alpha_1} + \alpha_2 \cdot \frac{\partial}{\partial \alpha_2} + \dots + \alpha_m \cdot \frac{\partial}{\partial \alpha_m} \right) g = \beta \cdot g \quad (6.50)$$

$\beta = 0$ 、すなわち 0 次の同次関数のとき、式 (6.50) より

$$\frac{\partial x_i}{\partial \alpha_1} \cdot \alpha_1 + \frac{\partial x_i}{\partial \alpha_2} \cdot \alpha_2 + \dots + \frac{\partial x_i}{\partial \alpha_m} \cdot \alpha_m = 0 \quad (6.51)$$

全項を x_i で割り、

$$\frac{\partial x_i}{\partial \alpha_1} \cdot \frac{\alpha_1}{x_i} + \frac{\partial x_i}{\partial \alpha_2} \cdot \frac{\alpha_2}{x_i} + \dots + \frac{\partial x_i}{\partial \alpha_m} \cdot \frac{\alpha_m}{x_i} = 0 \quad (6.52)$$

ここで、式 (6.49) および式 (6.52) より次の関係をえる。

$$\eta_{i1} + \eta_{i2} + \eta_{i3} + \dots + \eta_{im} = 0 \quad (6.53)$$

同様に 1 次の同次関数の場合、

$$\eta_{i1} + \eta_{i2} + \eta_{i3} + \dots + \eta_{im} = 1 \quad (6.54)$$

以上のようにある構成因子の変量 ($\Delta \alpha_j$) による評価因子の変量 (Δx_i) の大きさのみを問題にし、 $\Delta \alpha_j$ がいかなる機構によって Δx_j をもたらしたかをここでは問題にせず、式 (6.52) のように $\Delta \alpha_j$ 、 Δx_j の百分率表現した値 η_{ij} が弾力性と呼ばれる。先にも述べたように、端的にはあるシステム内での各因子の相対的価値評価をこの η_{ij} 値の比較によって行なうことも可能であるが、さらに式 (6.53)、(6.54) などに示す次数の検討によってシステムの構成を類推して、全体システムの合理化に活用することができる。つまり、上下水道系統における水量水質相互関係を式 (6.40) のように明確に設定することができない場合にも、実際上下水道問題における微少変化の実績のみを観察して、ある適用範囲での式 (6.53)、(6.54) の関係を吟味することによって種々の水量水質特性を類推することが可能になってくる。

以下、(6.40)' 式にも示される浄水施設各構成施設の従来の設計法を分析してみる。原水濁度、薬注量、沈殿時間、ろ過速度は本来相互に関連しながら設計されるべきもので、たとえばろ速は原水濁度から沈殿池に至るプロセスに関連して決定されるべきであろう。こういった場合に式 (6.53)、(6.54) に示される全体システムにおける弾力性の配分および全体の構成を分析すれば効果的である。

わが国各都市のうち、上水給水量 2 万 m^3 /日以上 の給水施設を有する諸都市施設の設計実績を調べてみた (3・4)。急速ろ過方式における設計実績を沈殿池の滞留時間設計値を基準に表示したのが図 6・13 から図 6・15 である。一般的にいて設計方式が不統一で何らかの顕著な傾向を見出すことは困難である。しいていえば、図 6・15 に示すように、沈殿池の滞留時間を長くとしているところではろ速を小さく、沈殿池の滞留時間が短いところではろ速も比較的大きい値をとっていることがわかる。技術的に考えれば、沈殿池滞留時間が長ければ、沈殿段階でかなりの浄

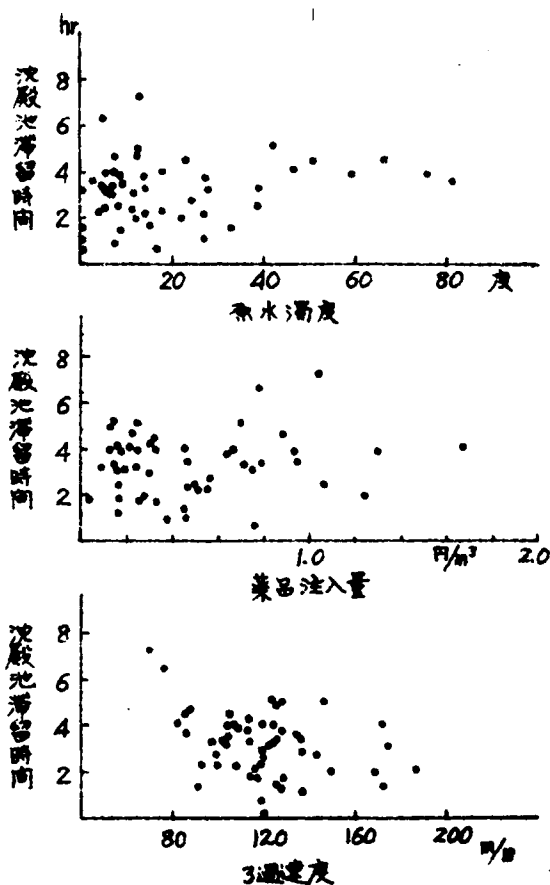


図 6・13 沈殿池滞留時間と原水濁度の関係

図 6・14 沈殿池滞留時間と薬品注入量の関係

図 6・15 沈殿池滞留時間とろ過速度の関係

化も期待できるのでろ速はある程度大きくてもよい。つまり、沈殿池とろ過池はある程度代替的であるはずと類推できるが、実績では逆に補完的であるかのように設計されている。その理由は施設建設経費の大小によるものと思われ、建設費の多い都

表 6・3 急速ろ過方式浄水施設設計条件分析範囲

設 計 条 件	平 均 値	範 囲
原水平均濁度	20 度	0 ～ 40 度
薬品注入費用	0.5 円/㎡	0 ～ 1.0 円/㎡
沈殿池滞留時間	3.5 時 間	2 ～ 5 時 間
ろ 過 速 度	120 m/日	100～140 m/日

市では沈殿池もろ過池もともにゆったりと設計しているようである。こういった設計条件に差のあるものは別個に考察することにして、ひとまず設計条件がほぼ同一とみなしうるものに絞って分析してみる。そこで図より、いずれの設計条件も表 6・3 に示す範囲内にあるものを取り上げ、各設計条件の平均値からの分散の理由を弾力性概念を用いて分析してみる。

たとえば原水濁度 30 度、薬品注入量 0.7 円/㎡相当、沈殿時間 4 時間、ろ速 130 m/日、で設計している施設では各平均値からの変量がそれぞれ、 $-(30-20)/20 = -0.50$ 、 $(0.7-0.5)/0.5 = 0.40$ 、 $(4.0-3.5)/3.5 = 0.14$ 、 $-(130-120)/120 \cong -0.08$ 。ここで、正負符号は浄化の難易の方向を考慮してそれぞれ決められる。評価因子としてろ過速度をとれば、全体システムの平均値からの偏差の弾力性は次のようになる。

$$(-0.08/-0.5) + (-0.08/0.40) + (-0.08/0.14) = 0.16 - 0.20 - 0.57 = -0.61$$

このような種々の分析のうち、浄水システムの均衡方程式を次のように表現した場合設計因子間に同次性を認めることができ、弾力性分析が効果的となる。

$$\text{ろ過速度} = f(\text{原水平均濁度, 薬品注入量, その他定数}) \quad (6.55)$$

沈殿池滞留時間はろ過速度決定に考慮されていないようである。

算定した弾力性の和、つまり式(6.53)、(6.54)右辺に示されるシステムの次数をろ速を基準に図示したのが図 6・16 である。ほぼろ速が 105 m/日から 125 m/日で設計されている施設では式(6.55)の関係が 0 次の同次関係にあり、100 m/日あるいは 140 m/日近辺で 1 次の同次関係にあることを類推しうる。105 m/日から 125 m/日の範囲では原水濁度が増加しても薬品注入量をそれに応じて増加し、ろ速設計基準値を特に変化していない。ろ速は原水濁度や薬品量以外の条件によって決定していることがわかる。いいかえれば、この分析範囲の原水濁度変化ではろ速の設計値は特に原水濁度によって左右されず、運転管理で十分対処しうると

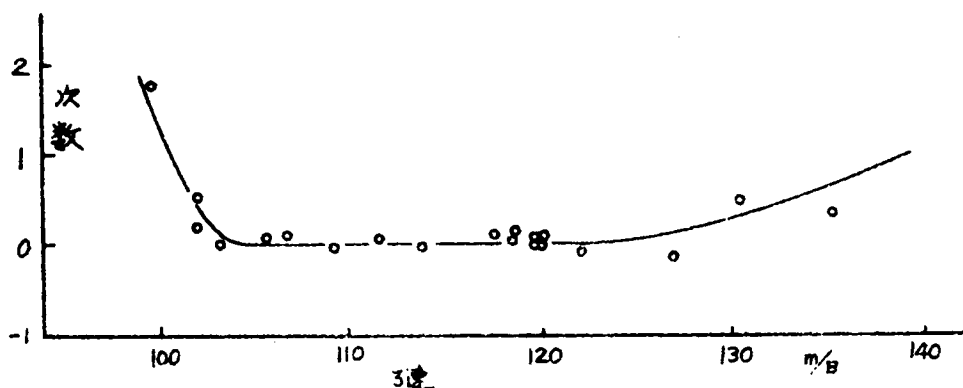


図6・16 急速ろ過システムにおける次数

考えられていることがわかる。

同様に、緩速ろ過方式における原水濁度、沈澱池滞留時間、およびろ過速度の相関を調べたのが図6・17および図6・18である。相互の相関を次数表示したのが図6・19で、急速ろ過方式の場合に比べて一定の傾向を認めがたい。強いていえば、ろ速の増大に伴ない次数に減少が認められる。これはろ速を大きくとっ

ているところでは、原水濁度が変化しても沈澱時間を増大させることによって対応し、ろ速にはあまり影響を及ぼさないことがわかる。いいかえれば、ろ速を大きくとっているとき、これをさらに増大させることは困難で、原水濁度の増大に対しては沈澱池能力にてカバーせざるをえないと考えているようでもある。

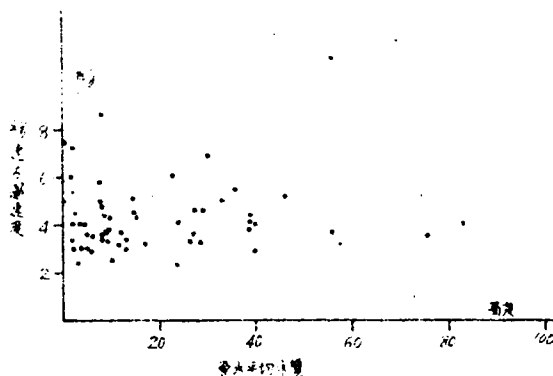


図6・17 緩速ろ過速度と原水水質の関係

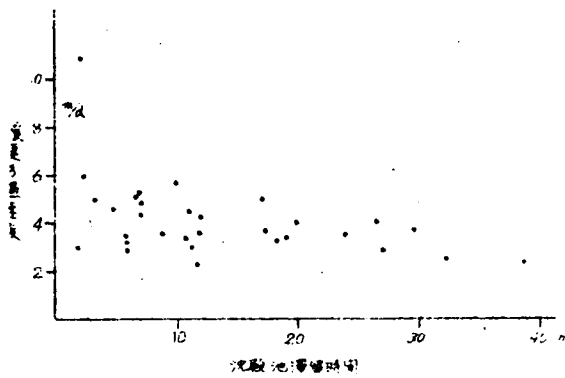


図6・18 緩速ろ過速度と沈殿池滞留時間の関係

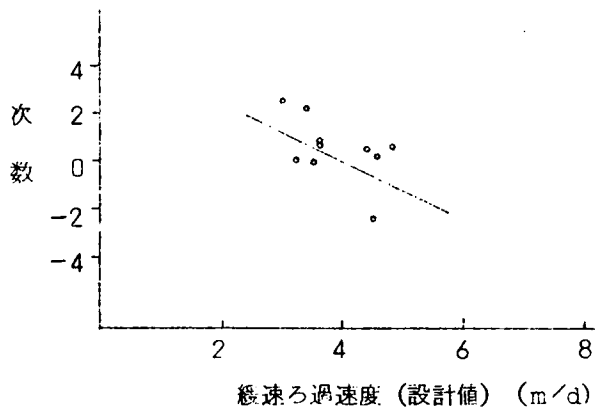


図6・19 緩速ろ過システムにおける次数

以上の分析では、従来所定の給水目的を達成している既存諸施設における設計のゆとり、およびその配分を分析したものである。システムの設計に当っては逆に前述の方法たとえば式(6・53)、式(6・54)が成立するように弾力性値を合成配分してゆけばよい。いま k なるシステム構成因子を取り上げ、 k をシステム内に組み入れることによってろ過速度設計値の安定化をはかる場合、 k のろ速に対する弾力性が問題になる。つまり、ろ速を x と表わし、一つの評価因子とすれば、同

次関数型を考える限り、

$$\frac{\partial x}{\partial \alpha_1} \cdot \frac{\alpha_1}{x} + \frac{\partial x}{\partial \alpha_2} \cdot \frac{\alpha_2}{x} + \dots + \frac{\partial x}{\partial \alpha_m} \cdot \frac{\alpha_m}{x} + \frac{\partial x}{\partial k} \cdot \frac{k}{x} = E \quad (6.56)$$

式(6.56)のE値の問題となる。一般に $\frac{\partial x}{\partial \alpha_j}$ 値は正負両値をとりうるので、たとえ $\frac{\partial x}{\partial k} \cdot \frac{k}{x}$ が存在しても、適当な $\frac{\partial x}{\partial \alpha_j} \cdot \frac{\alpha_j}{x}$ を考慮すれば $\frac{\partial x}{\partial k} \cdot \frac{k}{x}$ のE値への影響を相殺することが可能になる。すなわち、上水道系統合理化の一つの方向として、各種設計にあたって積極的にできるだけ多くの影響因子を考慮し、0次の同次化をはかる方法を指摘できる。各種設計因子の代替性、補完性をさらに詳しく定量化できれば、さらに効果的である。0次の同次化制御、計画が進展すれば、次の式(6.57)の制約のもとに式(6.58)の最大化をはかることによって大巾な経費節減も期待できよう。

$$\sum \eta_{xi} = 0 \quad (6.57)$$

$$\text{目標関数} = \sum | -\eta_{xi} | \quad (6.58)$$

ただ、弾力性分析がより効果的であるための一つの条件、*状態方程式が同次関数型であること*という点については、既存上下水道系統において何が同次関数関係にあるかを探すという立場でなく、今後何を同次関数型に制御、計画してゆくべきかを考えてゆくべきであろう。

6・4節 弾力的施設の経済的設計について

あらゆるシステムの合成に当っては、(1)少なくともシステムの均衡制約条件を満たしうるような合成法、さらには、(2)制約条件を満たした上でシステム目的を最大限発揮させるような合成法を見出すことが重要である。ところで、本研究に取り上げている弾力的給水システムの合成としては、研究段階が未だシステム構成因子の分析が中心で弾力的システムであるための制約条件の確立にさえ至っていない。前節での分析もシステムの均衡条件に関するもので、弾力的システムの合成としては上記(1)の合成法確立がさし当てる課題である。したがって、システムの均衡制約条件さえ不明な段階で上記(2)の合成法を論ずることは早計にすぎかもしれない。しかし、前節にて式(6.43)から式(6.47)に関連して簡単に記したように、目標関数を導入すれば現時点でもシステムの合理的合成をある程度可能にしうる。あるいは合理化への方向性を示しうる。

いま、施設の弾力的浄化能に関連する施設構成因子を α_m ($m=1, 2, 3, \dots$)と表わし、 α_m によって決定される浄化水の水質および施設合成目標を定式化できるならば、それらを式(6

・43), 式(6・44)に示すように目標関数, 制約条件化すればよい。式(6・47)あるいは式(6・47)'に示すような合理化の方向性が明示される。 α_m としては, たとえば, 4章に取り上げた沈澱池短絡流の制御施設などを一例として指摘できる。あるいは5章5・4節にて検討した流入水量の平均化調整施設などもその一例といえよう。 α_m の設置にともなう弾力的浄化能に期待しうる浄化水質に何らかの制約を設け, これを式(6・44)とし, α_m の設置に要する必要経費を式(6・43)のごとく目標関数化することができれば, 弾力的施設の経済的設計について論じうることはいうまでもない。したがって, 今後弾力的浄化能の定量, 定式化が進むにつれて, この種の議論が活潑になるものと予測される。ただこの場合でも, 浄化施設の経済性を議論する以上, 第I編8章にて分析を行ったように処理浄化施設の経済性は常に費用と処理効率の相対評価に基盤を置くべきであろう。

弾力的浄化能に関する定式化が未確立な現段階でこれ以上浄水システムを取り上げ分析を具体化することは困難であるので, ここでは前節までの考察にひきつぎ単に今後の方向性を示すにとどめる。一方, 下水処理分野ではこれまでに流入負荷変動問題に直面してきたいくつかの顕著な実績があるので, 意図されないままにはあるが弾力的浄化能に関し多くの実測調査がなされている。そこで, 標題の経済的設計に関しては実測資料が利用可能な下水処理を例に具体的分析法を例示しておく。本研究では浄水システムを主対象としているところから, その分析例を附録として第9章に収録することにする。

6・5 節 結 語

都市給水システムの弾力化に関する研究としては本編Ⅱ-1, Ⅱ-2に示したようなシステム分析がまず急務の段階で, システム合成を論じうる段階ではないかもしれない。しかし, 合成の方向性をも知らずして分析を深めることは困難であり, いいかえれば合成を意図した分析が重要である。そういった意味では, 本編の検討はすべてシステム分析を主眼とする。つまり, 本章に取りあげた合成に関する検討はあくまで分析を深めるために合成方向を明らかにしておくことを目的とするいわば誘導的検討である。ただ, 6・3節に取り上げたシステムの同次化合成に関する検討は重要で, 分析と合成の相関にふれるとともに, 特に都市給水のような巨大にして未知なる事項の多いシステムの分析に一つの効果的手法を提示することができた。今後, 給水システムの弾力化を具体化する上で特に効果を発揮しうるものと期待できる。6・4節で取り上げた弾力的施設の合理的設計も今後特に重視されなければならない問題点であるが, 弾力性定量に関する資料不足から単に方向性を示すにとどまっている。しかし, 附録9・3節と関連づけることによってその方向性を具体的に明示することができた。

第 7 章 弾力的給水管理に関する考察

7・1 節 概 説

これまでの分析からも明らかなように、各因子が保有する弾力性はシステム内各種条件の時間変動に密接な関連を持つ。したがって、システム内の種々の弾力性相関を綿密に追求すればするほど弾力的システム合成は時間条件に対応したものとならざるをえず、分析はいわゆる管理条件に波及する。本研究では弾力化を動的化の第1歩とも位置づけしているが、ここに両者の接点を見い出さう。そこで、本章では前章にひきつぎ都市給水システムの弾力化実施段階での効果について特に管理面を取り上げ分析を加えることにする。ただ、前章と同様、弾力的給水管理実現のための具体的技術検討というよりもむしろ弾力化実現のための基礎分析に方向性を与えることを主眼とする。したがって、管理技術論としては予備検討的性格が残るけれども、この種の検討があってはじめて当を得た基礎分析が可能になり、ひいては都市給水システムの弾力化を促進しうるものと考ええる。

これまでⅡ-1、Ⅱ-2で都市給水システムに潜在する弾力性を断片的に指摘し、前章でその総合効果につき簡単な検討を加えた。これらに一連して、以下7・2節では既存浄水システムにおける弾力性伝播を総括的にはあるが具体的に分析する。さらに7・3節では浄水施設が保有する総合的弾力性をふまえた上で適切な給水を行なうための一つの方法論を考察し、弾力的給水管理がもたらさうる効果を示す。弾力的給水管理の可能性をも同時に展望しうるので、今後の給水管理として発展すべき方向性についていくつかの示唆が可能になる。7・4節では今後の給水管理で特に重要な位置を占めるべき需要の抑制管理に若干言及し、さらには弾力的施設の設計と管理の一体化にいくつか今後の問題点を指摘する。

7・2 節 既存浄水システムにおける弾力性の伝播管理

前章での弾力的施設合成に関する検討では施設を図6・4あるいは図6・6に示すごとく一般システムとしてとらえてきた。しかるに、既存浄水施設は図7・1に示すように並列均質施設の直列結合として構成されることが多い。弾力的処理能に一応無関係に、平均処理能を複数施設に分配し、予備的能力の保持あるいは負荷配分制御を可能にすべく施設は構成されてきたようである。また施設の分割建設が可能になるという面も施設構成を決定する上で重視されてきた。このような既存シ

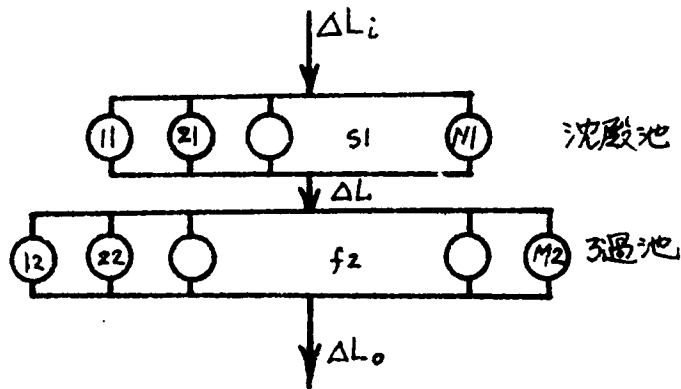


図7・1 既存浄水システム

システム構成にみられる顕著な特徴は当然システム内弾力性伝播にも反映し、従来特に問題にはされなかったものの、各単位施設の潜在弾力的能力の伝播のしかたに一つの特徴があるものと考えられる。特に沈殿、ろ過など機能別に並列構成される部分での並列施設数（池数）をいかに配列するかによって弾力性伝播に特徴が現われているものと考えられる。そこで以下、既存施設における配列池数と弾力性伝播の相関に簡単な検討を加え、既存施設に効果的な弾力的処理能を発揮させるための管理条件について考察してみる。

システムが閉ループを構成する場合、弾力性の伝播は基本的には前章、式（6・13）および式（6・16）にて追跡すればよい。ただこの場合、式（6・16）の成立に関連し、流入負荷増加量 ΔL_i が並列各ルートへ除去量がいずれも均等になるよう配分されることを前提としている。既存システムが図7・1にも示すように単純に構成されているので、この場合式（6・16）は次式のように表わすことができよう。

$$\Delta u_1 = m_{11} \cdot x_{11} = m_{21} \cdot x_{21} = \cdots = m_{s1} \cdot x_{s1} = \cdots = m_{N1} \cdot x_{N1} \quad (7.1)$$

$$\Delta u_2 = m_{12} \cdot x_{12} = m_{22} \cdot x_{22} = \cdots = m_{f2} \cdot x_{f2} = \cdots = m_{M2} \cdot x_{M2}$$

$$\Delta L_i = \sum_{s=1}^{s=N} x_{s1} \quad (7.2)$$

$$(\Delta L_i - N \cdot \Delta u_1) = \sum_{f=1}^{f=M} x_{f2}$$

ここで、サフィックス1は沈殿池、2はろ過池を表わし、 N は沈殿池数、 M はろ過池数を表わす。 m_{s_1} は式(6・5)'によって定義される沈殿池 s の弾力的除去率。 m_{f_2} はろ過池 f の弾力的除去率。 x_{s_1} 、 x_{f_2} は各配分負荷量。 Δu_1 、 Δu_2 は各池における除去量。

したがって、式(7・1)、式(7・2)に基き既存施設における弾力性伝播を追跡してゆけばよい。しかし、既存施設では沈殿にしてもろ過にしても並列施設としては原則として均質施設が配列されている。結果的に既存施設では各並列施設への負荷配分法は均等除去というよりもむしろ簡単に流出負荷量にて判定制御することが多い。すなわち、流出負荷量が常に均等になるよう負荷配分し、流出負荷が小さいところへ配分負荷量を増大させる。均等除去方式で負荷配分するのと均等流出方式で負荷配分するのといづれがより合理的かの議論はつぎの段階での問題として残し、以下ひとまず、既存施設では均等流出方式にもとづく負荷配分を実施している事実を重視し、その場合の弾力性伝播について若干分析を加える。

この場合、式(7・1)、式(7・2)の代りにより具体的に次式を用いることができる。

$$\left. \begin{aligned} k_{u_1} \cdot (1 - R_{u_1}) \cdot x_{u_1} &= k_{z_1} \cdot (1 - R_{z_1}) \cdot x_{z_1} = \cdots \\ &= k_{s_1} \cdot (1 - R_{s_1}) \cdot x_{s_1} = \cdots = k_{N_1} \cdot (1 - R_{N_1}) \cdot x_{N_1} \\ k_{f_2} \cdot (1 - R_{f_2}) \cdot x_{f_2} &= k_{z_2} \cdot (1 - R_{z_2}) \cdot x_{z_2} = \cdots \\ &= k_{f_2} \cdot (1 - R_{f_2}) \cdot x_{f_2} = \cdots = k_{M_2} \cdot (1 - R_{M_2}) \cdot x_{M_2} \end{aligned} \right\} \quad (7 \cdot 1)'$$

そこで、 $s = N$
 $\sum_{s=1} x_{s_1} = \Delta L_i$ なる条件より次式をえる。

$$\Delta L_i = \alpha \cdot \left\{ \frac{1}{k_{u_1}} + \frac{1}{k_{z_1}} + \cdots + \frac{1}{k_{s_1}} + \cdots + \frac{1}{k_{N_1}} \right\} \quad (7 \cdot 3)$$

$$\text{ただし, } \alpha = \frac{\Delta L}{N} \cdot \frac{1}{(1 - R_{s_1})}$$

各 R_{s_1} を均等に R_s とみなし、各並列施設の総合弾力性係数を K_s とみなせばつぎの関係をえる。

$$\Delta L = K_s (1 - R_s) \cdot \Delta L_i \quad (7 \cdot 4)$$

式(7・3)、式(7・4)両式より総合弾力性係数をつぎのように表わしうる。

$$\frac{N}{K_s} = \sum_{s=1}^{s=N} \cdot \left(\frac{1}{k_{s_1}} \right) \quad (7 \cdot 5)$$

並列ろ過池についてもまったく同様に次式をえる。

$$\frac{M}{K_f} = \sum_{f=1}^{f=M} \left(\frac{1}{k_{f2}} \right) \quad (7.6)$$

$$\text{ところで, } \Delta L_o = K_f \cdot (1 - R_f) \cdot \Delta L \quad (7.7)$$

$$\text{これより, } \Delta L_o = K_s \cdot K_f \cdot (1 - R_s) \cdot (1 - R_f) \cdot \Delta L_i \quad (7.8)$$

各 k_{s1} , k_{s2} が相等しい場合, 式(7.5), 式(7.6)よりつぎの関係があることがわかるので, 式(7.8)は式(7.10)のように簡単に表示できる。

$$K_s = k_{s1} = k_s, \quad K_f = k_{f2} = k_f \quad (7.9)$$

$$\Delta L_o = k_s \cdot k_f \cdot (1 - R_s) \cdot (1 - R_f) \cdot \Delta L_i \quad (7.10)$$

これより負荷流出率はつぎのように簡単に表示され, 特に問題はない。

$$\frac{\Delta L_o}{\Delta L_i} = k_s \cdot k_f \cdot (1 - R_s) \cdot (1 - R_f) \quad (7.10)'$$

問題になるのは, 既存ろ過方程式にもみられるように閉塞の進行が各ろ過池の k_{f2} 値を時間的に変化させ, さらに洗浄にともないその変化を周期的にくり返す場合である。しかも, 一般にろ過池の洗浄は各池ごとに時間差をとまうので, ろ過池全体としては時間ずれを伴う周期的変化をする k_{f2} が合成される。この場合, 式(7.6)の総合弾力性係数 K_f が若干複雑になる。

いま, ろ過継続時間 T なるろ過池を M 池並列配列して図7.2に示すように周期的運転する場合について考察してみる。運転と洗浄など休止期間を周期的に円滑に連続させるためには, 各池の休止

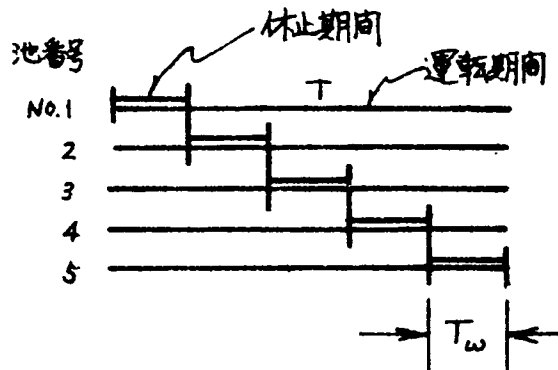


図7.2 ろ過池の周期的運転

期間を図 7・2 に示すようにそれぞれ
れずらせ、その期間長 $T\omega$ を少なく
ともつぎのように定めればよい。

$$T\omega = \frac{T}{(M-1)} \quad (7.11)$$

各ろ過池の k_{f2} 値が図 7・3 に示
すようにろ過継続時間の関数として
変化するとき、ある任意時刻におけ
る k_{f2} 値は順次常につぎの各値を
とる。

$$f(T\omega), f(2 \cdot T\omega), \\ f(3 \cdot T\omega), \dots, f((M-1)T\omega)$$

したがって、ろ過池の総合弾力性 K_f は式 (7・6) で、各 k_{f2} が上記各値をとるときの値とし
て算定しうる。

$$K_f = M / \sum_{f=1}^{f=(M-1)} \left(\frac{1}{f(f \cdot T\omega)} \right) \quad (7.12)$$

最も簡単な例として、 k_{f2} 値が次式に示すよう変化する場合を考えてみる。

$$K_f = M / \sum_{f=1}^{f=(M-1)} \left\{ \frac{1}{k_{f0} \cdot f T\omega} \right\} \cong M / \frac{1}{k_{f0} T\omega} \int_1^M \frac{1}{x} dx \\ = k_{f0} \cdot M \cdot T\omega / \log_e M \quad (7.13)$$

式 (7・11) の関係より次式をえる。

$$K_f = \frac{k_{f0} \cdot T \cdot M}{(M-1)} / \log_e M \quad (7.14)$$

ただし、 k_{f0} は k_{f2} の比例変化定数。

この場合、並列ろ過システムにおける総合弾力性係数は式 (7・14) の数値計算から一例として
図 7・4 を得る。この場合、池数が少ない並列配列では一池単独ろ過よりもかえって弾力性が小さ
くなることがわかる。これは式 (7・11) に関連して設定したろ過池の休止方法に無理があり、

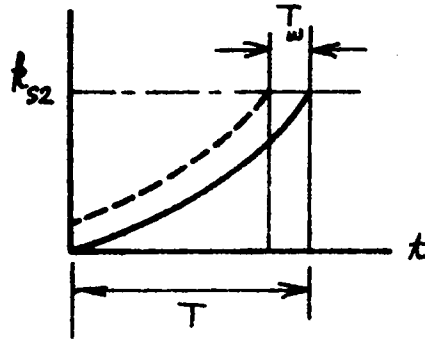


図 7・3 ろ過継続にともなう k_{f2} の変化

逆に過大な負荷がかかるためといえよう。したがって図7・4は並列池数が多い場合の検討に有効である。

なお、ろ過池並列システムにおける総合弾力性値 K_f と各池ろ過速度の関係を調べるために、既存施設実績からろ過速度とろ過継続時間の関係を調べたところ、主として京都市水道局における浄水実績〔7・1〕より一例として図7・5を得た。ほぼつぎのような関係を与える。

$$T(\text{時間}) = 84 - 0.37$$

$$u_0 (m/d)$$

$$(7 \cdot 15)$$

これより、式(7・14)の関係はつぎのように書き改められ、ろ過速度と池数および K_f の関係

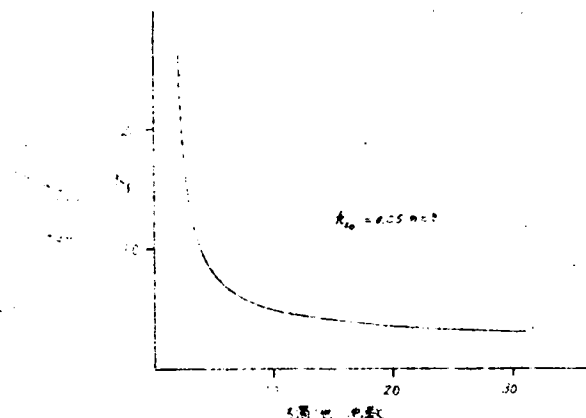


図7・4 ろ過池における池数と総合弾力性値の関係

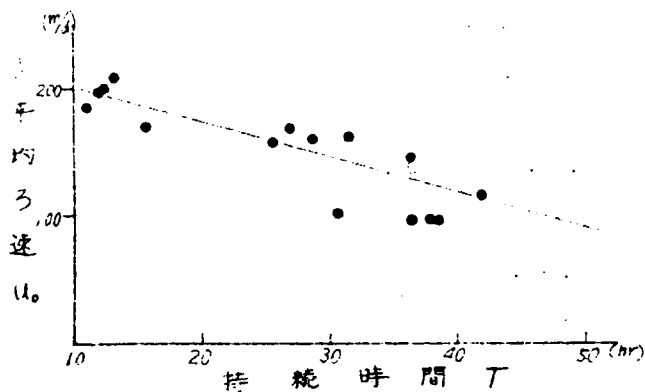


図7・5 ろ速とろ過継続時間の関係実測例

を一つの傾向として図7・6のように求める。

$$K_f = \frac{k_{f0} \cdot M(84 - 0.37u_0)}{(M-1) \cdot \log_e M} \quad (7.14)'$$

図7・6ではろ過速度が大きければ大きいほど総合弾力性は増大する結果をえている。これは一応ろ過速度の大きい場合ろ過継続時間が短くなり、洗浄回数が増えることにより、総合弾力性が増大するということを指しているようにも解釈できる。しかし、図7・6の適用範囲は式(7・11)の成立範囲に限定される上

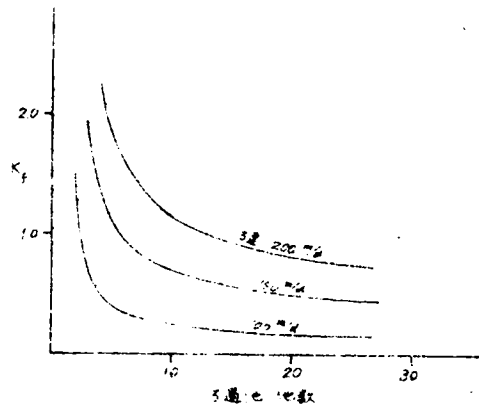


図7・6 ろ過池におけるろ速と総合弾力性値の関係

に、実際ろ過では k_{f0} が多くの関連因子の影響をうけるものと推察しうる。したがって、以上の定量結果はあくまで弾力性変化の方向性を示すためのものにすぎず、定量値自体の信頼度には大きな疑問を残す。

一方、並列配列の沈殿施設では上述ろ過の場合と異なり、弾力性値の減衰あるいは周期的洗浄などを特に考慮する必要はなく、連続汚泥除去を前提に並列施設をすべて均質とみなすことができる。したがって、式(7・9)より k_s を K_s とみなすことができる。

この場合、沈殿・ろ過後の流出負荷量は以上の結果よりつぎのように表わされる。

$$\Delta L_0 = k_s \cdot \frac{k_{f0} \cdot T \cdot M}{(M-1) \log_e (M)} (1-R_s)(1-R_f) \cdot \Delta L_i \quad (7.16)$$

上式より算定した負荷流出率の一例を参考のために図7・7に示す。図からもろ過池数が既存施設の弾力的処理能力に関連を持つことを推論しうる。

以上定性的にはあるが、既存浄水システムに潜在する弾力的処理能力の効果について考察を加えてきた。特に、ろ過池は時々刻々除去物を砂層内に著積するところから処理能力に刻々変化があるものと考えうる。したがって、運転・洗浄操作を中心に使用池数の決定、ろ過速度の決定が浄水施設の弾力的処理能力に大きな影響を及ぼしうることを示唆してきた。いいかえれば、ろ過操作管理条件が弾力的処理能力を左右することを指摘した。さらに以上では言及しえなかったが、式(7・

14)に示した k_f 。値は k_f 値の変化を決定づけ、ひいては式(7・16)にも示すように施設浄化能力に大きな影響を及ぼす。実際池ではこの k_f 。値がろ過池管理条件によって変化することも予測でき、管理条件の重要性が改めて強調される。

以上のように管理条件に目を転じてくれば、必然的に時間に対応した諸現象により忠実な分析が必要になってくる。いわゆる動的諸現象、動的変動のミクロな追跡が必要になってくる。

Ⅱ-2などで取り上げた沈殿池内短絡流のより厳密な追跡あるいはろ過池におけるミクロな阻止・離現象の追跡など短期的弾力性の解明が不可欠となり問題はますます複雑になってくる。先のろ過砂層内流動のミクロな分析がろ過池の保有する意外な短期弾力的処理能を指摘しえたように、現象を忠実に追跡すればす

るほどますます多種の弾力的能力を指摘しうるようになる。たとえば、短期変動に限定する場合、浄水施設の容量規模自体が弾力的処理能を保有することも重要になってくる。たとえ処理能力をまったく期待しえない場合でも施設容量(施設滞留時間)が大きければそれだけ種々の条件変動が平均化される可能性が出て

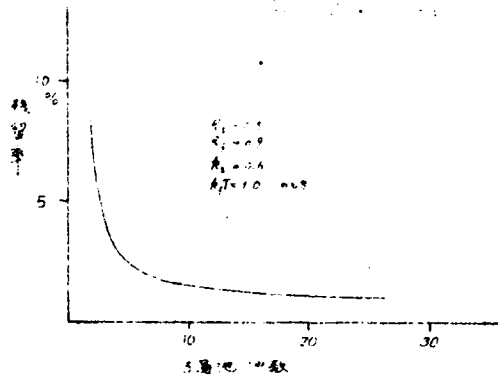


図7・7 弾力的処理能力の一例

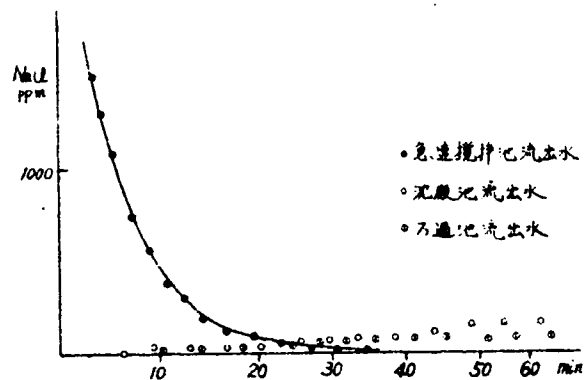


図7・8 施設容量による水質の圧縮化実測例 (その1)

くる。先に検討した沈殿池、ろ過池流動にみられる短絡流の効果もその一例で、管理条件に言及する以上この種の潜在的能力も重視しなければならないようになる。いわゆる処理能力がまったく期待できない施設で流動のみで変動条件が平均化される実験結果の一例として図7・8から図7・10がある。流入条件の巨大な変動もそれが短期的なものである限り、平均化されいわゆる弾力化されうる。管理条件の追究によって施設の弾力的処理能を一段と拡大する可能性を示唆できる。

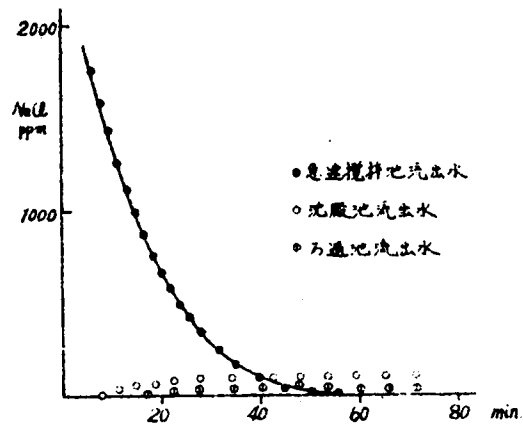


図7・9 施設容量による水質の圧縮化実験例(その2)

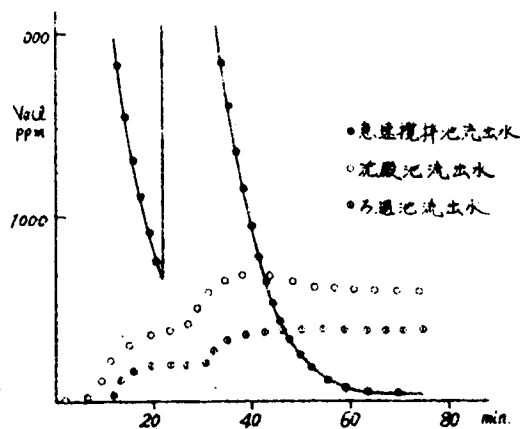


図7・10 施設容量による水質の圧縮化実験例(その3)

7・3節 需要増に対する弾力的給水管理指標の考察

これまで主として浄水施設の弾力的能力について設計、管理両面から分析を加えてきた。従来定常運転を原則としてきた浄水施設にもかなりの弾力的給水能が潜在することを定性的にはあるが指摘してきた。しかし、その能力に限界があるのは当然で、需要が異常に増大するときなど、いかなる時点にも100%需要を満たしうるとは限らない。したがって需要が増大しはじめるとその増大が給水能限度内でおさまるかそれ以上に達するかなど十分予測し、適切な対策が必要となる。需要増が給水能を越えると予想しうる場合に需要通り給水していたのでは給水能を越えた時点からは手の打ちようがなく、基本的には需要が増大しはじめた段階から徐々に対策を開始しはじめる必要がある。たとえば、対策としては給水を押えつつ給水能を増大しうよう配水池貯水量の増大をはかるとか、浄水施設の整備対策などによる能力増などある。つまり、ある時点の需要に対する給水がある程度犠牲にしてろ過池の洗浄を行なって来るべき需要増に具えるなどいわゆる弾力的給水対策をたてる必要がある。このように、直接需要に応じて給水するというのではなく、次の段階の給水をも考慮して常に給水余裕を保有しつつ給水することをここでは弾力的な給水と呼び、その合理的な管理法について技術的に考察してみる。

この種の給水管理の技術的可能性はすでに分析してきた通りであるが、既存施設の実績資料から上記対策をいかに行なってきたかあるいはそういった能力を給水施設が保有するのか否かを調べることは必ずしも容易でない。ただ都道府県別給水規模での潜在需要に対する給水実績を調査したところ、図7・11に示す結果をえた。平均的には公称能力の75～80%で給水し、需要が増大してくれば公称能力限度内でも需要通りには給水せず、これを下まわった給水を行なう反面、能力限度以上の需要に対しても給水をつづける実績があるものと解釈しうる。すなわち図7・11より、既存施設にも給水能力限度（公称）を越えて弾力的に給水しうる能力が潜在することがわかる。また逆に能力限度内でも必ずしも需要通りに給水せず弾力的に給水されてきたともいえよう。

そこで、需要増が施設能力以上におよぶものと予測しうる場合などいくつかの場合を想定していかに弾力的に給水管理すべきか合理性を追求しながら若干考察を加える。

給水が円滑かつ合理的に行なわれているか否かを判断する基準をまず明確にする必要がある。第一に、需要量に対しいかなる量の水を給水しているかが重要で、従来この点から給水状況の良否が判断されることが多かった。しかし弾力的に給水をコントロールする場合、重視されるべきは次の時点の需要に対しいかに給水しうる能力を保有しているかである。現在十分給水していても次の時点で全く給水がストップするようでは給水管理が十分とはいえない。いま需要（あるいは潜在需要）

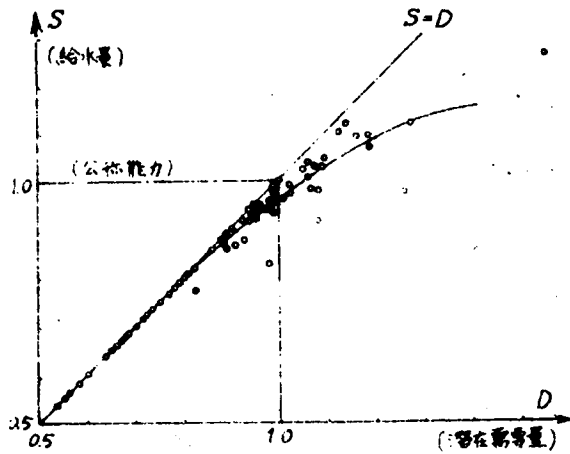


図 7・11 既存施設に潜在する弾力的給水能

量を D ，給水量を S ，時間を t と表わせば，次の時点への潜在需要増 (dD/dt) に対し，いかに給水増しうるか (dS/dt) が重要である。あるいはその評価を $(dS/dD)_{t=t}$ としても表わしうる。したがって給水管理状況の一つの判定基準として，給水量 (S)，現状不足水量 ($D-S$)，次の時点への保有対策 (dS/dD) による次の f によって評価しうるものと考ええるのも一つの方法であろう。

$$f = -k_1 (D-S) + k_2 \cdot S + k_3 (dS/dD) \quad (7.17)$$

ここで， k_1 ， k_2 ， k_3 は係数。
なお，給水能の弾力性は次式で表現

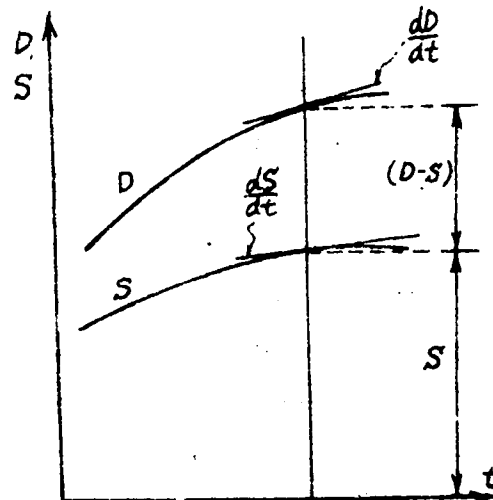


図 7・12 式 (7・17) 説明図

され、 (dS/dD) を考慮した給水が弾力的給水に通ずる。

$$\eta = \frac{\Delta S}{S} \bigg/ \frac{\Delta D}{D} \cong \frac{D}{S} \cdot \frac{dS}{dD} \quad (7.18)$$

給水施設は一般に平均給水量 S_a 程度は十分需要通り給水しうるので、ここでは需要が増大し、 S_a を越えたもののみを取り上げ、給水能としての公称能力 \bar{S} 以上にも達する需要増を問題にする。 D と S との関係を図7・13のように表わせば、 45° 線が需要通り給水しう

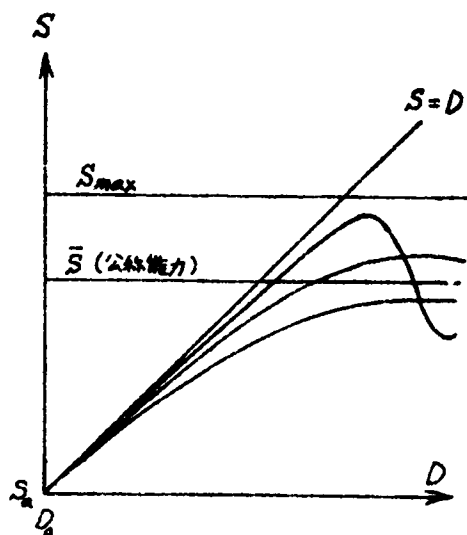


図7・13 弾力的給水パターン

る場合で、 $S_a = D_a$ 点を越える場合が検討対象である。弾力的給水管理法としては需要増に対し図中にも示すような種々の給水法があろう。いずれにしても総体的にいか

に需要を満たすかが問題である。いかなる場合にも次の時点への弾力的給水対策を保有し、需要と給水のバランスを一定に保ちつつ給水管理する一つの方法として、式(7・17)の f 値を一定値 f_0 に保ちうよう給水する方法もある。 \bar{S} あるいは S_{max} (給水能限界)を特に考慮する必要がない場合など有効で、この場合次の微分方程式より S と D の関係を設定しう。つまり、 D の増大に対し次の式(7・21)のよ

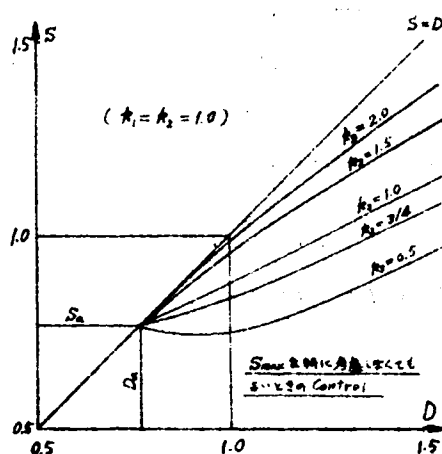


図7・14 式(7・21)数値例

うな関係で給水してゆく。

$$\frac{dS}{dD} + \frac{k_2}{k_3} \cdot S - \frac{k_1}{k_3} \cdot (D - S) - \frac{f_0}{k_3} = 0 \quad (7.19)$$

ただし、 $D = D_a$ における条件より、

$$f_0 = + (k_2 \cdot S_a + k_3) \quad (7.20)$$

上式より求めうる S と D の関係については境界条件の選定により種々の型をとりうるが、 $S \leq S_{max}$ 、 $D \geq D_a$ に対する一つの解として次式をえる。一例を図 7.14 に示す。

$$S = S_a \cdot e^{-k(D-D_a)} + \frac{1}{k} \cdot \{ k_0 (D - D_0 \cdot e^{-k(D-D_a)}) - k_0 (1 - e^{-k(D-D_a)}) + F (1 - e^{-k(D-D_a)}) \} \quad (7.21)$$

$$\text{ただし、} k = \frac{k_1 + k_2}{k_3}, \quad k_0 = \frac{k_1}{k_3}, \quad F = \frac{f_0}{k_3}$$

ただし、式 (7.21) での D は $D_a = 1.0$ としたときの相対値で、算定結果を元にもどし表示したのが図 7.14 である。以下同様に算定、表示を行なう。

つぎに潜在需要が大巾に増大する場合で、給水能が S_{max} に達した後もさらに増大すると予測される場合は上記では必らずしも十分な管理とはいえない。この場合は需要増の開始時点で需要増最高量 D_{max} を十分見込んで給水管理を始める必要がある。

各需要段階における式 (7.17) の基準値を総合的に考察し、次式が最大になるよう管理してゆくのも一つの合理的な方法といえよう。

$$M = \int^D f \cdot dD = \int^D \left[-k_1 (D - S) + k_2 \cdot S + k_3 \cdot \left(\frac{dS}{dD} \right) \right] \cdot dD \quad (7.22)$$

$$M \rightarrow \max.$$

ここで k_3 値を $\left(\frac{dS}{dD} \right)$ に比例する値と仮定すれば次式をえる。なお、 k_1 、 k_2 は前記と同様一定値とする。

$$k_3 = k_{00} - k_{30} \cdot \left(\frac{dS}{dD} \right) \quad (7.23)$$

式 (7.23) のもとに式 (7.22) の条件は変分問題として解くことができ、Euler の必要条件より次式をえる。

$$\frac{\partial f}{\partial S} - \frac{d}{dD} \cdot \frac{\partial f}{\partial S'} = k_4 + 2k_{30} \cdot \left(\frac{d^2 S}{dD^2} \right) = 0 \quad (7.24)$$

ただし, $k_4 = k_1 + k_2$

$S = S_a$ にて $D = D_a$, $D = D_{max}$

で $S = S_{max}$ とすれば式(7・

24)より次の関係をえり、一例

を図7・15に示す。

$$\begin{aligned} S &= \frac{k_4}{4k_{30}} \cdot D^2 + \\ &\left\{ \frac{S_{max} - S_a}{D_{max} - D_a} + \frac{k_4}{4k_{30}} \right. \\ &\times (D_{max} + D_a) \left. \right\} \cdot D \\ &+ \frac{S_a \cdot D_{max} - D_a \cdot S_{max}}{D_{max} - D_a} \\ &- \frac{k_4}{4k_{30}} \cdot D_a \cdot D_{max} \end{aligned} \quad (7.25)$$

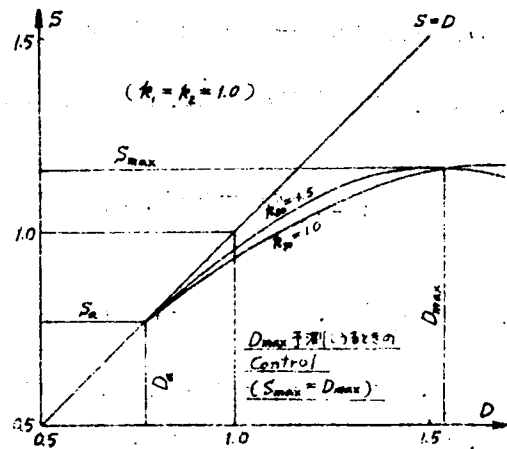


図7・15 式(7・25) 数値例

ただし,

$$\frac{2k_{30}}{k_4} \cdot \frac{S_{max} - S_a}{D_{max} - D_a} + \frac{D_{max} + D_a}{2} \geq D_{max}$$

のとき。

さらにまた、式(7・22)の最大化に当って、 k_1 、 k_2 、 k_3 の取り扱いをさらに厳密にして、式(7・23)に加えて次式の条件を考えれば式(7・27)をえる。

$$k_2 = k'_0 + k_{20} \cdot S \quad (7.26)$$

$$S = \frac{1}{\alpha} \{ A \cdot e^{\sqrt{\alpha} \cdot D} + B \cdot e^{-\sqrt{\alpha} \cdot D} - \beta \} \quad (7.27)$$

ただし、 A 、 B は境界条件によってきまる定数。

$$\alpha = \frac{-k_{20}}{k_{30}}, \quad \beta = -\frac{(k_1 + k'_0)}{2k_{30}}$$

式(7・27)から条件に応じて
 S と D の関係を明示する。一例
 として図7・16を示す。

以上、需要増に対しいかに弾力的に給水管理すべきかについて基本的な考え方を一例として述べてきた。すでに既存施設に図7・11にも示すような弾力的給水管理の可能性を認めるので今後さらに本文に示すような合理性の追求が不可欠となろう。特に、コンピューターが給水管理に活用されるに至った今日、需要増を事前に正確に予測して、本文に示すように常に動的な対策を考慮しつつ適正な給水管理を徹底してゆくべきであろう。

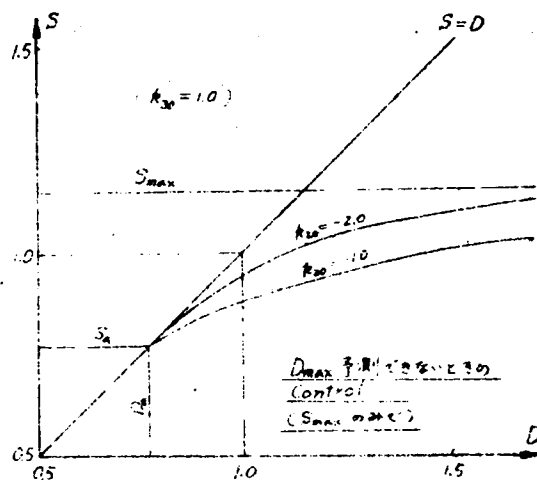


図7・16 式(7・27)数値例

7・4節 今後の給水管理に関する展望

管理は一般に時間変動に比較的忠実に対応する諸現象を対象とすることが多く、議論はともすれば瞬間的変動対策にも及ばざるをえない。設計に関する議論の多くが変動の平均的取扱いに基盤を置くのに対し、特徴的である。したがって弾力的給水管理に関する考察範囲はきわめて動的管理に接近し、いわば本研究の終局目標にも近い地点での分析および考察を必要とする。しかるにこれまで示してきたように本研究に取り上げた都市給水システムの弾力化に関する研究はまさにスタート段階であり、発展の方向性を手さぐりしている段階ともいえる。基礎資料となるべきシステム内諸因子の弾力性定量さえ不十分な段階で、管理については特に多くを議論しえない状態にある。これまで本章に取り上げた考察が抽象的な範囲を脱しえないのもそういった理由によるもので、現段階では考察を加えれば加えるほど議論を抽象化するおそれさえある。しかし、管理に関する具体的な検討を可能にすることが研究目標に接近することでもあることは事実で、研究の今後の発展方向は管理の具体化を探ることによってかなり明確になる。そこで以下、今後の給水管理について簡単

に展望を加えておく。

個々の具体的給水管理技術を論外にして給水管理の基本方針のみを問題にすれば、今後の給水管理のあり方は式(7・17)の管理基準をいかに設定してゆくかを展望することによって推論する。まず問題をつぎの3つに大別することができる。

(1)、 $(D-S)$ に関する潜在需要の定量化問題。

(2)、 (dS/dD) に関する給水技術の弾力化問題。

(3)、 k_1 、 k_2 、 k_3 の相関連定量化問題ひいては管理基準の確立問題。

(1)の潜在需要の定量化は究局的には水の価値体系を確立し、水需要から無駄あるいは過剰性を排除し、広義の需要抑制法を確立してゆく方向性に通ずる。今日すでにその方向に向っていくつかの方針が打出され、たとえば用途別給水構想、あるいは中水道構想などある。これらも広義の需要抑制であり、また広義の需要の弾力化ともいえる。具体的には本文第Ⅱ編Ⅱ-1に分析した需要の圧縮性検討はすでに給水管理の一部をなし、今後この種の検討は不可欠となろう。

(2)は主として給水の動的管理を目標に、Ⅱ-2の技術分析を基盤としつつ給水技術の効果的活用実現の方向性である。技術的可能性の分析がひとまず第6章にも示した施設設計段階に移行し、これが同時に本章7・2節での分析のごとく管理問題に発展してくる。ここでの管理問題は常に技術分析にフィードバックしながら着実に拡大してゆくものと考えられる。

(3)が今後の給水管理最大の問題で、たとえば(1)の需要抑制と(2)の技術管理の相対評価など、管理対象の相関連評価を確立してゆく方向性である。具体的に一例をあげれば、7・2節での考察でろ過池数あるいは洗浄方式と処理能力の弾力性を示したが、その効果を需要抑制と相関連づけて管理体系下に組み込む必要がある。いいかえれば、ろ過池数の設計条件と洗浄回数などの運転管理条件から浄水能の弾力性を定量化し、ひいては式(7・17)の k_3 値を定量化する。これを料金値上げなどに関連する k_1 値と相関連づけた管理体系を確立してゆく。この k_1 、 k_2 、 k_3 値の相関連を確立して管理条件化することは決して容易でない。不明事象を多く残す段階では第Ⅱ編6・3節に示した総括評価が有効になる。ただ、上述管理が可能になる段階は給水システムの弾力化というよりもむしろ動的管理実現の段階といえよう。したがって以上に述べた今後の給水管理の展望に向うあらゆる一步が給水システムの弾力化であり、展望自体が本研究の具体的目標でもあり、さらに追究すべき問題は多い。

7・5節 結 語

以上、本章では弾力的給水管理について簡単かつ総括的に考察してきた。すでに述べたように、個々のシステム因子のもつ弾力性が十分定量化されていない段階で管理条件を具体化することはきわめて困難で、議論は抽象化した。ただ、本章最大の目的が上記弾力性定量化に明確な方向性を与え、さらに分析を誘導することにあるのでその意味では一つの成果を提示することができた。都市給水システムの弾力化実現には従来未知のままに放置されてきたなお多くの事項に、分析定量化を必要とするものと思われるが、それらに対し管理面からみた分析の方向性を示しえたことが重要である。

7・2節ではろ過池を例に、処理能力の弾力性が設計条件のみならず管理条件にも影響をうけ、特に短期的弾力性が管理条件によって大巾に変化しうることを示した。また、7・3節では需給を直結する管理条件に言及し、その管理効果を推論してきた。この需給を結ぶ管理基準を用いながら7・4節では今後の都市給水システム弾力化の方向性を示すと同時に、本研究自体の位置づけ、発展すべき方向性、さらには残された問題などを考察した。特に管理条件を考察するに及び、Ⅱ-2に試みた浄水技術の弾力性分析の位置づけをも示しえたと考える。

第 Ⅱ 編 参 考 文 献

第 2 章

- 〔2・1〕 末石富太郎，住友恒，山田淳，用途別給水計画，日本水道協会第18回全国水道研究発表会，昭43．
- 〔2・2〕 末石富太郎，山田淳，松本忠夫，用途別給水計画の研究，日本水道協会第19回全国水道研究発表会，昭44．
- 〔2・3〕 末石富太郎，山田淳，用途別給排水に関する基礎的研究，土木学会第24回年次学術講演会講演集，昭44.9．
- 〔2・4〕 日本水道協会，水道施設基準解説，1966．
- 〔2・5〕 徳平，綾，日本住宅公団団地の下水処理場の実態調査，下水道協会誌，Vol.1，

№5, およびVol.2, №14など。

第3章

- 〔3・1〕 住友恒；都市における上水需要量の変動特性について，土木学会論文集第158号，昭43.10.
- 〔3・2〕 E.P.Linaweaver Jr. and J.C.Geyer ; Use of Peak Demands in Determination of Residential Rates, JAWWA. Vol.56, №4, 1964.
- 〔3・3〕 D.F.Dunn and T.E.Larson ; Relationship of Domestic Water Use to Assessed Valuation, with Selected Demographic and Socioeconomic Variable, JAWWA. Vol. 55, №4, 1963.
- 〔3・4〕 日本水道協会，上水道統計，昭34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41年度.
- 〔3・5〕 日本水道協会，東京都水道の使用水量調査，昭42.3.
- 〔3・6〕 C.W.How and F.P.Linaweaver ; The Impact of Price on Residential Water Demand and Its Relation to System Design and Price Structure, Water Resources Research, Vol.3, №1, 1967.
- 〔3・7〕 P.A.Samuelson, Foundations of Economic Analysis, Combridge Harvard University Press, 1966.

第4章

- 〔4・1〕 丹保孝仁，水処理における凝集機構の基礎的研究(I)～(IV)，水道協会誌，昭39,10,12,昭40,24
- 〔4・2〕 高松武一郎，内藤正明，Effects of Flow Conditions on the Efficiency of a Sedimentation Vessel, Jour. of International Association on Water Pollution Research, 1-12, 1967.

- [4・3] T.R.Camp, Sedimentation and the Design of Settling Tanks, ASCE, Papers, April, 1945.
- [4・4] Steinour, Rate of Sedimentation, Ind. Eng. Chemistry, 36. 1944
- [4・5] Fair, Geyer, Water Supply and Waste Water Disposal, 1954
- [4・6] 内藤正明, 活性汚泥プロセスの定式化と最適化に関する研究, 京都大学学位論文, 1969.4.
- [4・7] Fair, Geyer, Water Supply and Waste Water Disposal, 1954
- [4・8] Dobbins, Effects of Turbulence on Sedimentation, Proc. ASCE, Vol.69, No. 2, 1943.
- [4・9] 合田健, 開水路における浮遊流砂の分布について, 土木学会誌, 35-10, 昭25. 10.
- [4・10] 合田健, 2次元乱流中での溶解性物質の分散と輸送, 土木学会, 第6回衛生工学シンポジウム講演論文集, 1970.
- [4・11] 岩垣雄一, 末石富太郎, 横かう一様な流入のある開水路の不定流について, 土木学会誌, 39, 11, 昭29.11.
- [4・12] 岩垣雄一, 開水路水流の基礎方程式について, 土木学会誌, 39-10, 昭29.10.
- [4・13] 末石富太郎, 集配水設計の合理化に関する研究, 京都大学学位論文, 昭36.
- [4・14] 住友恒, 末石富太郎, 短絡流による沈澱処理能の弾力性について, 土木学会, 第6回衛生工学シンポジウム講演論文集, 1970.
- [4・15] 森尾宗俊, 浄水場の水質管理に関する基礎的研究, 京都大学修士論文, 昭40.
- [4・16] 坂本弘, 汚水操作と処理水質応答に関する実験的研究, 京都大学卒業論文, 昭40.
- [4・17] 森尾宗俊, 複層ろ過に関する実験報告, 大阪市水道局水道事業研究, 昭44.

第 5 章

- [5・1] 岩崎富久, Some Notes on Sand Filtration, Jour.of AWWA, Vol.29, 1591.
- [5・2] 合田健, 上水浄化における水理学上の基礎的諸問題, 京都大学学位論文, 昭31.3.
- [5・3] T.R.Camp, Theory of Water Filtration, Jour. of the Sanitary Eng. Div. ASCE, SA.4, Aug. 1964.

〔 5・4 〕 J.R.Baylis, Experience in Filtration, Jour. of
AWWA, Vol.29, 1937.

〔 5・5 〕 住友恒, 急速砂ろ過に関する基礎的研究, 京都大学卒業論文, 昭 3 7.

〔 5・6 〕 末石冨太郎, 住友恒, 人工原水のろ過における濁質除去の微視的観察, 日本水道協会
全国水道研究発表会, 昭 3 8.

第 6 章

〔 6・1 〕 合田健, 雄倉幸昭, 1 次化連立式による新管網法とその応用, 土木学会論文集,
第 1 3 8 号, 昭 4 2.2.

第 7 章

〔 7・1 〕 京都市水道局, 水道事業年報, 昭 3 5, 3 6, 3 7, 3 8, 3 9, 4 0 年度.

1, 第Ⅱ編 結 論

第Ⅰ編における水源汚濁の分析および合理化の検討から、都市給水システムの合理化の方向性が指摘された。給水システムに適切な安全性を残した上で無駄あるいは過剰性を排除してゆく方向で、いわゆる弾力化の必要性が提示された。第Ⅱ編では上記方向性に従がい、安全性を保持した上で無駄を省き合理化を推進することが主要目標となったわけであるが、具体的なその推進は容易でない。特に安全性と合理性（最適性）は一見相反する方向性を持つので一気に両者を解明することはほとんど不可能に近い。どうしても一歩前進しては安全性と合理性を分析チェックし、さらに前進をくり返すというステップワイズな方法をとらざるをえない。一歩前進を微小量に限定するとき、第8章にもまとめたように微小変量分析が可能になり、段階を追って目的を達成しようと同時に、さらに特性の分析あるいは合理化の方向性を定性的にはあるが明示しうることに注目した。いわゆる広義の弾力性分析を最大限活用することにした。したがって、第Ⅱ編に取り上げた弾力化とはシステム各部に弾力的能力を定量的に付加してゆくという意味の外に、現状を合理化に向けて微小量なりとも変化させてゆくことを包含する。そのためには特に特異な計画手法を用いる必要もなく、段階を追った分析の累積が合理化をも実現しうるといえるので、第Ⅱ編の内容としては分析を最大限重視してきた。第Ⅰ編での水源水質規制限界に対応して、Ⅱ－1では都市用水需要に注目し、その変動特性を分析対象とした。特に変動の原因分析あるいは変動の相対評価から、需要の変化しうる範囲とか圧縮可能量を追跡し、これを需要の弾力性として定量化に努めた。逆に需要圧縮を目標とする場合、その圧縮もたらす影響量あるいは圧縮の意義についても定量的に論じようという分析を深めている。今後、給水システム弾力化追究が結果的には種々の需要抑制を強要することになるとも予測できるが、Ⅱ－1での分析がそういった方向性を可能にする基礎分析たりうるものと考ええる。また、先にも述べたように、変量分析から従来不明確なまま放置されてきた需要発生機構の解明にもいくつか興味ある総括特性を指摘しえた。Ⅱ－2では水源と需要を結ぶ浄水・給水施設のうち、特に弾力化（あるいは変動）に敏感な影響が現れうる浄水施設を分析対象とした。既存の浄水施設では変動する水源、需要条件に対して一応原則的には定常運転をモットーとし、変動に対する技術上の信頼度は低い。あまりに長期にわたり歴史的にも安定した定常運転を続けてきたところから、諸変動に対し何が技術上問題になるのか不明確で、さらには定常運転時の技術特性を深く追究する機会をも失ってきたようである。したがって、可能性を追究するという意味でも従来安定

している浄水条件を変化することはきわめて困難で、たとえ合理化の方向性を探りえてもその方向に向けて浄水条件を変革してゆくことは決して容易なことではない。しかるに最近の水源汚濁にともなう流入水質の変動はじめ需要急増にともなう過速度の上昇など、従来の浄水条件に微小な変化が強要されるに至り、従来不都合とされていた範囲へと浄水条件は徐々に拡大されてきた。いわば非常に長期的に浄水施設に弾力的能力の潜在することが実証されてきた。そこで、Ⅱ－２ではこの種の潜在能力をより明確に定量化して、給水システム全体の弾力化を推進すべく分析を試みた。種々の角度から浄水処理能力の弾力性を指摘しうるものと思われるが、ここでは施設内流動に関連して発揮される弾力的能力に焦点を絞り分析を加えた。結果的には沈殿、ろ過いずれにおいても、定常運転時には障害になるばかりの短絡流の存在が非定常運転時には緩衝効果を発揮することに注目し、弾力性の定量化に努めた。得られた結果はいくつかの想定条件変動に対する定量に限定され、弾力性存在の定性的検証および定量化手法の例示にとどまるが、今後の分析に一つの方向性を示した。なお、ろ過の場合、砂層内流動時間が短かく、そこに期待しうる弾力性はきわめて短期的条件変動に限定されることを示した。したがって長時間に及ぶような長期的弾力性は砂層内における阻止、はく離などの濁質挙動を詳しく追跡してはじめて定量化されうることが明らかになった。本文ではこの長期的処理能力の弾力性については定量化に至らず、今後の問題として残している。

Ⅱ－３では、これらの弾力性定量が今後いかに施設の設計、管理面に反映されうるかを予備的に検討するため施設の設計、管理計画の基礎を展望考察してきた。ここでの考察は施設の設計・管理の基礎として直接活用されることを目的としたものではなく、あくまで今後の弾力性定量分析に明確な方向性を与えることを第一の目的としている。さらにまた、システム設計に当り関連諸因子の相関関係が不明確であっても、諸変量が微小なるものである限り設計に組み込みうることを示した。具体的には微小変量の同次化設計について簡単に述べ、ひいてはシステム内弾力性値の同次性分析について言及している。Ⅱ－３での一つの成果として、今後の給水管理の展望から諸因子の弾力性定量を今後いかに活用し、システムの弾力化をはかりうるか示した点を指摘できる。ここでは給水管理基準の考察をもとに、弾力性定量を施設設計に結びつけ、さらには管理条件を併せ考慮することによって施設能力の弾力化推進が可能になることを示した。Ⅱ－１、Ⅱ－２などに試みたいくつかの弾力性の分析結果を今後いかにシステムの設計・管理に取り入れてゆくことができるかを示した。

結局、都市給水システムの弾力化具体策を示すには至らなかったが、弾力化の基礎でもありかつ最も重要な関連諸因子の弾力性値にいくつかの分析を加えることができた。これらに一つの分析手法を示したこともさることながら、今後いかなる方向で弾力性定量に努めさらにそれらをいかに

設計・管理に具体化してゆけばよいかを示した点が最大の成果といえよう。

2. 本研究で得られた主な成果

本研究結果の要約はすでに第Ⅰ編結論、および第Ⅱ編結論にそれぞれ述べたのでここでは重複を避け、得られた主な成果のみをまとめておく。

第Ⅰ編は、近年都市給水用水源の汚濁による水源不足が叫ばれているのに対し種々の角度から分析を加えたものである。現状需給分析および水源能力分析から水源問題を再評価し、利用可能な水源から合理的な水源選定法を示した。さらに合理的な水源を選定して以後の水源保全についても考察検討を加え、新しい管視、制御体系を今後水源保全に導入する場合の効果予測をも行なった。現状の大部分の水源問題はここまでの検討で大巾に解決しうるものとも考えうるが、上水道を中心とする都市給水システムを旧態然に放置したまま周辺条件のみを合理化したのでは真の解決はありえない。一面的合理化は問題を先に延ばすだけの効果しかありえないとの観点に立ち、都市給水システム自体の合理化をも同時に問題として取り上げた。特に上記水源の監視・制御では規制に限界があることを示したので、規制限界を越える水源水質の変動問題などはもはや給水システム自体の問題として、給水システムに分担されるべきと考え、給水システム自体の合理化を重視した。給水システムが最も合理化すべき問題として、本研究では従来の上水道が定常運転を原則としている点に注目し、安全性に対する過剰性再検討に重点を置く。合理化の方向性としては過剰性を排除し、適切な安全性維持に向うか、あるいはその過剰性を最大限に活用して給水システムの効果的活用に向うか2つの方向があろう。しかるに安全性の定量化は必ずしも容易でないので、ここでは後者を重視することにした。ただ、何をもって過剰かを判定することは明確でない。そこで本研究では給水システム内に潜在するあらゆる余剰能力あるいは可変性を取り上げ、これらを最大限活用し、システムを弾力化することを追求することにした。したがって、第Ⅱ編の主題は上記余剰能力あるいは可変性の定量化分析にはじまりひいては給水システムの弾力化を具体化することにした。ただ、余剰能力あるいは可変性は一気に分析できる性質のものではなく、段階的に安全性など関連事項を十分確認の上定量化せざるをえない。基本的には微小変量の分析が重要となる。本研究で得られた主な成果の一つとして、微小変量分析の有効性を示したことを挙げることができる。特にブラッ

クボックス的多変数システムの特性解析あるいは合理化分析に効果的であることを例証した。

さて、第Ⅰ編に示した水源の能力分析、選定、維持に関する研究成果に加えて、第Ⅱ編での主な研究成果はまず第1に都市給水システムの合理化としてシステムの弾力化が有効かつ可能であることを示した点をあげることができよう。弾力化実現を具体化するには至っていないが、定性的分析を含む広範な検討から給水システムの弾力化が多く合理化をもたらしうることを示した。今後の都市給水システム合理化の方向性を新しい角度から指摘しえた点を強調できよう。特に第Ⅰ編での水源条件合理化に対応して給水システムの弾力化を評価すればさらに一段とその効果を認めうる。

若干具体的なレベルでの主な研究成果としては、第Ⅰ編水源保全の検討で、シミュレーション手法と最適化手法の併用が水源監視制御法の検討に有効であることを示した点をはじめ第Ⅱ編にもいくつかの成果を指摘できる。たとえば需要分析において水に対する需要者の価値評価に基く需要特性を解析しえた点は今後の水道計画に新たな目標関数を与えうると同時に計画法自体の体系化に貢献しうる点は大いと考えられる。また、浄水施設における処理能の弾力性分析に当っては短絡流の効果を指摘した。従来短絡流は障害物とのみ考えられその解消に努力が払われてきたが、種々の条件変動を伴う浄水システムでは大きな役割を期待しうることを示してきた。今後、水処理施設の容量決定に当り、人為的に短絡流を設けることになるかもしれない。今後の水処理施設設計に一つの大きな問題提起を行なうことができた。また、短絡流に関連する水質伝播の解析に当って、本文中にも示したように合田博士の水質伝播に関する研究と末石博士による横から流出入を伴う水流に関する研究を連立することができた。水理学的取り扱いとしてはきわめて総合的で多くの問題を残すが、今後の発展性を考慮すれば、本研究の主要成果の一つとしてあげることができると考える。従来水流挙動の追跡は水頭を指標として定量化するのが一般的であったが、今後水頭に代ってあるいは併用して水質指標で水流挙動の定量化しうることを示した点は特に発展性が大である。

ところで、弾力化に関する具体的な成果はやや断片的にはあるが、その数は少なくない。それぞれ文中に詳しく記してきたのでここでは省略するが、特に沈殿処理能力の弾力性定量例に多くの成果を認めうる。この沈殿池の弾力性を追究するだけでも給水システムの弾力化をかなり推進することができるものと思われる。さらにⅢ-3に示した弾力性の同次配分に関する成果、あるいはろ過池数、ろ過速度と処理能力の弾力性相関などを検討した研究成果などもあり、いずれにしても今後の給水システム弾力化に対し発展性を指摘しえた成果が重要と考える。

3. 残された問題点

本研究のあらゆる検討において、対象問題を常に総括的に把握してその解決策をすべて計画論的に追跡してきたことが本研究の一つの特徴でもある。したがって検討対象の具体的実際化からみれば、本研究には多くの未解決問題が残されている。特に都市給水システムの弾力化実現を前提に本研究成果をみれば、残された問題は多い。弾力性定量分析に関する問題およびその合成に関する具体的な検討など大部分の問題が今後に残されたことになる。ただ、Ⅱー3での検討結果からもうかがえるように本研究は計画論としてすでにこれらの残された今後の問題点解明に一つの方向性を示してきた。したがって、残された問題の数は多いけれども、十分解明しうる問題が大部分であるとの見通しをたてることも可能である。ただ、これらの諸問題のうち本研究ではほとんど未検討のまま残された重要問題として、ろ過処理能力の長期弾力性定量問題をあげておかなければならない。都市給水システムのうち条件変動に最も不安定なのは浄水施設で、浄水施設の中ではろ過池が最も不安定とされている。したがって、都市給水システムの弾力化推進はろ過池によって大きな制約を受けるものとも予測されるにもかかわらずこの点に問題を残すことは重要である。すでに述べたようにろ過能力の長期的弾力性は濁質の砂層内における阻止・はく離に関する挙動を定量化することなく論じえない。特に水量条件の変動すなわちろ速変動を伴う条件変動はたとえ減少であっても砂層内濁質挙動に大きな影響を及ぼすといわれている。かつ、濁質性状、フロック性状によりその影響量は一定せず、さらにはろ速変化の速度も重要で、急激な変化時には大きな外力が砂層内阻止濁質に及ぶ。この種の定量化しがたい影響因子に密接に関連するろ過能力の長期的弾力性の定量こそ残された諸問題のうち最大の問題であろう。

Ⅱー3に取り上げた設計・管埋に関する検討は予備的考察でもあるところから多くの具体化問題を残している。しかし、いずれも給水システム弾力化の成否が関係するような基本問題とはいえず、むしろその効率化あるいは最適化に関する検討が多い。したがって、残された多くの付随問題を論外にすれば、残された最大にして最も難解な基本問題は上記ろ過の長期弾力性に関する定量化問題であることを再度強調しておく。

なお、本研究では水環境システムの合理化から都市給水システムの新しい合理化にいたるまで研究対象をきわめて広範囲にかつ多角的にとらえたので、残された問題点はあまりに多い。一朝一夕にして解明しうる問題でもなく、将来に向けて長期的に解決されてゆくべき問題も少なくないので、本文に引き継ぐ次々の研究こそが重要となろう。今後さらに研究を深めてゆく予定である。

第8章 附 録 ； 微小変量分析による上下水道系統の特性 解析と計画合理化に関する手法考察

8・1節 概 説

本研究では従来実績の追従から誘導を見い出すことに重点を置き、伝統的な給水実績の中から変化しえてかつ合理化に関係しうる要素を分析・考察対象とする。しかも従来制約条件と看されていた要因の変化をも検討対象とする。ところで、上水道系統は自然条件、社会条件に加えて人間性自体を包含する一つの巨大なシステムを形成し、関連因子も多く、その相関は多様多様で容易に解明しえない問題が多い。また同時にある難解な特性を解明しえてもそれをいかに全体の合理化に結びつけるかきわめて難題である。下水道システムの場合もほぼ同様のことがいえる。この種の問題解明に当っては検討手法的にも効果的な方法を十分考察しておく必要がある。そこで筆者が本研究を通じて活用した微小変量分析についてその基礎事項の概要のみを以下に補足的にまとめておく。なお、これらは本研究の各段階で一般数学、最適化原理、近代経済学、さらに制御理論など各分野の基本概念の引用から筆者なりの解釈のもとにまとめたものであり、個々には特に目新しいものはないがこういった概念が少なくとも今後の上下水道系統の特性分析、合理化に特に有効になるものとするのであえて紙面をさくことにした。

ある一つの均衡状態で、すべての関連因子の定量にもとづく定式化が可能であれば、最適化手法の発達してきた今日、状態の合理化は特に困難な問題ではない。ただ、完全な定式化は不可能という前提に立ちしかもその事象を合理化しなければならないという場合を想定すれば、基本的には次に示す二通りの検討をくり返さざるをえない。(1)．多数の関連因子のうち特に主要な因子のみを取り上げ、それら因子の相互関係を近似定式化し、それらの諸関係にもとずき数学的にも合理化を考察する方法。(2)．ある特定条件下のみに注目してその限定条件下に有意に関連するすべての因子について定式化を進める。いずれにしてもその積み重ねによって一般条件下での特性を推したり、さらに限定条件下での合理化の考察を全体へと積み重ねてゆく。本研究では特に(2)の方法に重点を置き、基本的には比較静学の考え方から差のある二つの限定条件下の均衡を取り上げ、全体の均衡にいかなる差違が生ずるかを影響分析して部分的特性の明示に努める。したがって部分的特性の積み重ね後の全体合理化の考察と、部分的合理化後の合理解の特性分析を積み重ねてゆく二通りの考察が不可欠である。図8・1図に示す概念図で若干説明を補足しておく。区中不定型と円型で示すⅠからⅤは全体システムを表わし、それぞれ合理化されていないものと合理化されたものを表わし、小円で表わす関連因子は実線および破線でそれぞれの相関関係の解明度を伴って附記されている。上下水道系統の現況を関連因子相互関係が不明確かつ合理化の進んでいないⅠのシステムにた

とえるならば，研究目標は因子
 相関を明示し，全体システムの
 合理化をはかりつつVの状態を
 追究することにある。水平方向
 に示す全体システムの合理化の
 方向へは最適化手法を導入する
 ことができるので，問題はむしろ
 上向方向の関連因子相関の観
 察，特性分析にある。さらに分
 析が同時に合理化に向うもので
 あればなお好都合である。特性
 分析が同時に合理化にも通じう

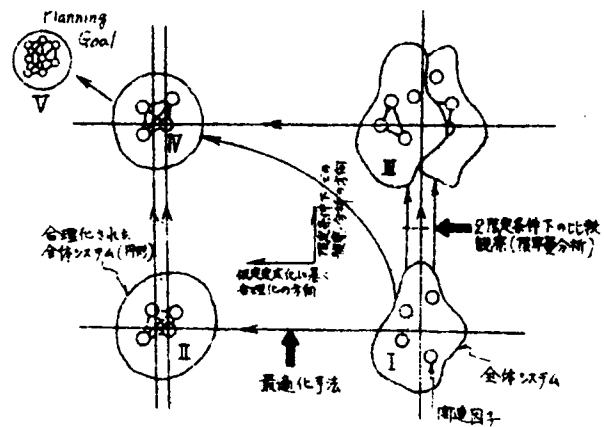


図8・1 合理化へのアプローチ

るものとして以下にもふれる比較静・動的微少変量分析あるいは限界量分析を取り上げた。この分析手法が複雑な多変数システムの解明に有効であることはいうまでもなく，感度解析法〔8・1〕と概念的に一致するところが多い。ただここで対象とする上下水道系統における諸現象には必ずしも純数学的に取り扱えないものが多く，概念的には以上のように簡単に表現しえても実際には逆に上下水道系統における各組の特性を十分検討した上で各特性をいかに数学的に取り扱うかの考察が議論の中心となることに注意しなければならない。比較静・動的に2つの事象を取り上げるとき，その差の生ずる過程においてシステム自体の特性が不変とみなしうる微少な差違のみに注目しなければならないし，またあまり微少な差を対象とすれば有意な特性を見い出しえないこともある。ひいては分析にて得られる結果は非常に限定された因子相関に関するきわめて部分的な検討にとどまることも多いので，上下水道システムにおける各特性の変化の予測あるいは問題となる有意な特性その他に注意が必要である。

以下まず8・2節で取り上げるべき微少量あるいは限界量の定義づけを明瞭にし，（以下，微少量を限界量と表わすことが多い。）限界量が示しうる一般的特性を簡単に展望した後，小システムにおける物質の因果関係，交換関係における限界量を解析すればシステムの特性を解明しうることがあることを示す。8・3節では関連因子の多い大システムでは共存する多数の限界量の均衡に注目し，システムの特性を考察するとともに，さらに積極的にシステムの合理的均衡には限界微少量をいかに配分制御すべきかにふれる。8・4節では限界量の追求が終局的には特性分析の域を越えて，合理化，最適化手法に接近することを示し，限界量分析と最適化手法との関連について述べ，さらに以上に示しえないいくつかの微少量分析の特性，活用法の補足説明をするが，要す

るに微少変量分析の特徴は微分法の活用にも譬えられ、任意曲線の特徴を接線勾配で相対表示しうることに相当する。接線勾配の追求がひいては極大極小点の指摘を行ないえたり、近似解を得るために微分法が応用可能であることに相当するので特に難解なものはなく、問題はむしろ上下水道分野でいかなる問題に遭遇してこれをいかに活用するかにある。

8・2節 因果・交換関係における微少変量の分析と評価

8・2・1 限界量の定義と一般的特性

限界量の定義は一義的に決定されるものではなく、あくまで問題別に問題自体の性格から決定される〔8・2〕。上水道系統を図8・2に概念的に示すように未定義の関連基本因子の未知なる動向、作用に原因して需要、供給など総量としてのアウトプットがあると考えれば、アウトプット量自体の大きさ、効果、特性などが主要問題となる。このアウトプット総量の変化があまり問題にならないときは各基本因子の動き、効果は常に二義的な問題とされ、せいぜい平均的效果が問われる。

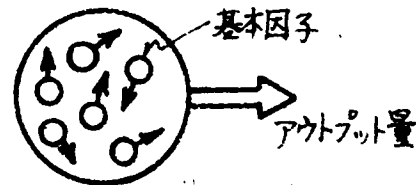


図8・2 一般アウトプット概念図

ところが総量の変化が重要な問題になればなる程その直接の原因が問われることになり、総量に有意の変化を与えるのは何かという問題とその基本因子の特性が問題となってくる。総量に有意の変化を与える因子の大きさ（あるいは数）を横軸に、縦軸に総量を取り両者の関係を図8・3のように図示すれば次のように説明できる。

大きさ N なる基本因子の効果は総量 Q を基準にして平均的に (Q/N) として定義づけることも

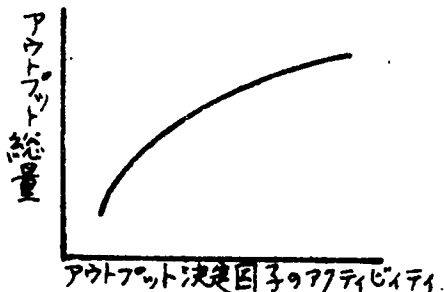


図8・3-(1) アウトプット総量の変化

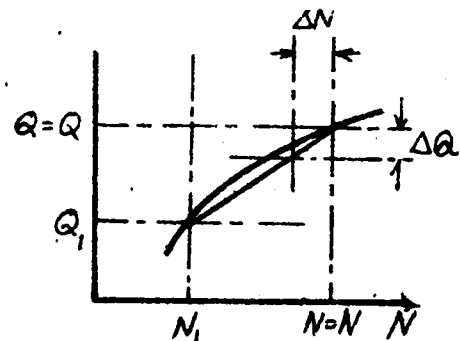


図8・3-(2) アウトプット量微小変化の分析

可能である。従来、一人一日当り需要水量が基準値として平均的に取扱われてきたのもこの一例である。基本的には平均値の出し方が問題となり、図中 Q から Q_1 への変化を問題すれば、その変化に因与した因子 N から N_1 について検討するのがより直接的である。つまり Q から Q_1 への変化に対する基本因子の効果は (Q/N) として求めるよりも $(Q-Q_1)/(N-N_1)$ として求める方が効果的なことも多い。同様に $Q=Q$ における総量の変化を直接検討するためには $Q=Q$ における極力微小かつ有意な変量 ΔQ を取り上げ、その変化に因与した基本因子の ΔN 量と対比するのが効果的である。一例として水処理施設を取り上げ、総経費 C で処理率 P なる処理を行なう場合、投入経費の単位効果は図8・4に示す施設Ⅰ、

Ⅱの場合、平均的にはいずれも P/C として表わされ、両者に差はないが、 $C=C$ における単位費用の真の効果は $C=C$ より ΔC 増減したときに対応する ΔP 量より求めると図中の ΔP_I 、 ΔP_{II} からⅠ、Ⅱの施設で大巾に差異のあることがわかる。すなわち、特性を追求するのに平均値を用いるのも一つの方法ではあるが、当然平均値には累積効果が包含されるので、あるいは状態下での直接の効果を表現しえない欠点

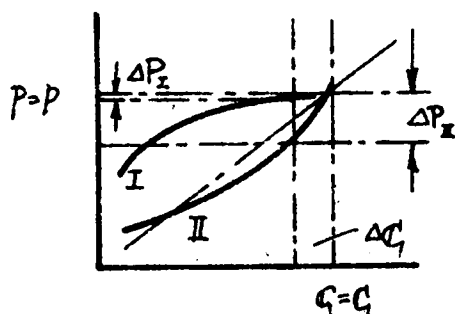


図8・4 経費と処理率の関係

を有する。表現をかえれば微小変量の分析では $C=C$ における ΔC 、 ΔP の直接分析が中心課題となり、いかなる過程を経て $C=C$ に達しているかを特に問題にしないので、分析が簡潔になることが多い。結局、限界量とは、未定義の状態に広義に総量と各決定基本因子の関連づけを行ない、しかる後総量に有意の増減を発生せしめうる最小決定因子量を限界量とする。したがって、限界量の具体的な性格は全体問題のとらえ方、問題とする重要要因の選定などによってその都度決定されることを改めて指摘できる。いいかえれば、限界量分析では、問題の本質をいかにとらえ、いかなる角度から分析していくかが常に問われることになり、分析手法そのものは二義的な問題となることを明確にしておきたい。特に、意図せず任意に収集されてきた既存の上下水道関係資料を限界量分析によって種々の特性解析する場合、上記の一見自明の理が分析のキポイントとなることが多い。

さて、限界量を定義しえた段階での最も基本的かつ一般的な特性は既に述べたように、常に総量と平均量との対比によって説明しうるので、これら三者の関係をまとめておく。図8・5に示すような連続な総量曲線で、横軸 x 点での総量は A 点の y 座標値、平均値 M は A 点と原点を結ぶ直線の勾配 $\Delta y/\Delta x$ あるいは近似的に dy/dx で表わされる。ここでは $y=M \cdot x$ より m について次の

関係を与える。

$$m \cong \frac{dy}{dx} = M + x \cdot \frac{dM}{dx} \quad (8 \cdot 1)$$

あるいは、

$$m - M = x \cdot \frac{dM}{dx} \quad (8 \cdot 2)$$

これより平均値 M の増減によって平均値と限界値の大小関係が決定されることがわかる。図 8・6 にも示すように、平均値が不変のとき、限界値は平均値に等しくなる。これら平均値、限界値曲線から総量 y を求める場合は、 $y = M_1 \cdot x_1$ 、および $y = \int_0^{x_1} m \cdot dx$ の関係よりそれぞれ図 8・6 中の斜線に示すような面積として表示される。なお、現存資料を程々の角度から限界量分析を進めてゆく上で特に重要な問題として、有意の有限大変化量の挙動が無限小の変化にも適応しうるか否か、いいかえれば、微分理論域で議論しうるか否かの問題がある。厳密には多くの問題を残すが、ここではある限られた区間 ($\Delta x = x_1 - x_2$) でそれに対応する関数 y ($y = g(x)$) は連続かつ微分可能とみなして、次の平均値の定理を最大限に活用して議論をすすめている。ここに、限界量分析の一つの限界がある。

$$\Delta y = g(x_2) - g(x_1) = \int_{x_1}^{x_2} g'(x) \cdot dx = g'(x_1 + \theta(x_2 - x_1)) \cdot \Delta x \quad (8 \cdot 3)$$

ただし、 $0 < \theta < 1$ 、

平均値と限界値に関する補足として、以下の章節にも取り扱う経済的合理性の追究に、しばしば問題となる単位費用としていかなる値を用いるべきかについて簡単に考察しておく。厳密には以上の説明からも明かなように、最適化あるいは合理化などの政策意志決定には、限界データを用いるべきで、一般に水処理における平均単位処理費用は図 8・7 にも示すようにてい減することが知られていることから、限界費用は平均費用を下まわるはずである。しかし、平均費用算定精度、あるいは意志決定過程における費用値の取扱い精度などから、図中にも示すように平均費用をある範囲内で一定値と近似しうる場合も少なくない。この場合、限界費用と平均費用とを等値と近似した

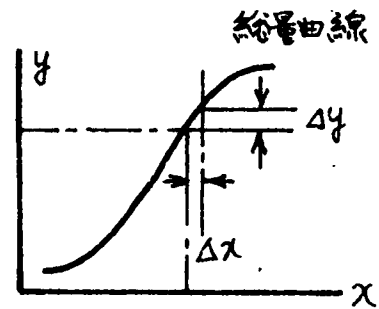


図 8・5 総量曲線

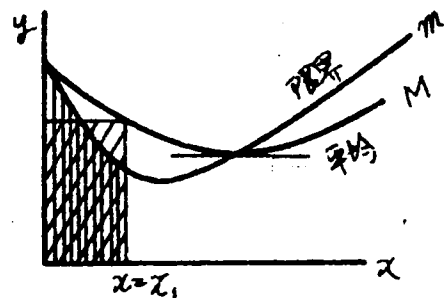


図 8・6 限界量曲線と平均曲線

ことに相当し、概念的には何ら問題がない
 反面、こういった近似を経て得られる合理
 解の限界量分析には自ら精度上の限度が伴
 なうことに注目しておく必要がある。とこ
 ろで、限界量分析はあくまである均衡事象
 の微小な変動あるいは差に注目して特性を
 探るもので、差をとり出しただけで何らか
 の特性が明らかになれば、最も好都合であ
 る。いま限界量を単位量1と表わし、 x に
 関する均衡事象 $f(x)$ と表わせば、

$$E f(x) = f(x+1) \quad (8 \cdot 4)$$

このときの事象 $f(x)$ の微小な変量 $\Delta f(x)$ は次のように表わされる。

$$\Delta f(x) = f(x+1) - f(x) = E f(x) - f(x) = (E - 1) f(x) \quad (8 \cdot 5)$$

記号的には次のように表わされる。

$$\Delta = E - 1 \quad (8 \cdot 6)$$

なお、 $f(x+1)$ のテイラー展開より、微分記号を D と表わせれば次の関係を与える。

$$\left. \begin{aligned} f(x+1) &= f(x) + \frac{1}{1!} f'(x) + \frac{1}{2!} f''(x) + \dots + \frac{1}{n!} f^{(n)}(x) + \dots \\ &= f(x) + \frac{1}{1!} D f(x) + \frac{1}{2!} D^2 f(x) + \dots + \frac{1}{n!} D^n f(x) + \dots \\ &= e^D f(x) \end{aligned} \right\} (8 \cdot 7)$$

これより記号的に、

$$E = 1 + \Delta = e^D \quad (8 \cdot 7)$$

すなわち、限界量分析で微小差に注目することは、すでに述べたように平均的評価よりも直接評価の方法としてすぐれているばかりでなく、微小差自体がある種の一般的傾向を示せば差分問題としてあるいは微分問題として特性分析がさらに展開されうる可能性を有している。さらに微分問題は最適化問題へと発展しうるので、限界量の特性に注目することはきわめて興味深い。

8・2・2 因果関係における限界量の評価

図8・3において、縦軸のアウトプット総量と横軸 N の関係が、因果関係をなす場合、あるいは因果関係とみなしうる場合、アウトプット Q は N の存在があつてはじめて存在しうるものといえる
 いかにえれば N は Q にとって何らかの存在価値が認められ、ここに一つの価値評価の手段がある。

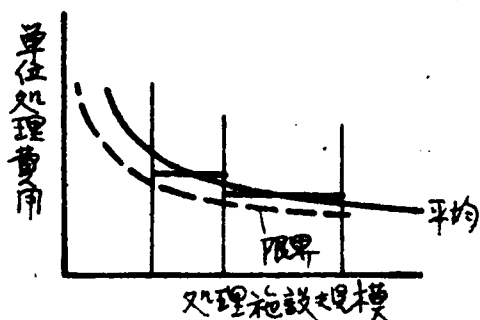


図8・7 単位処理費用の変化

しかも、すでに明らかなように、 N と Q の限界量の対比は平均的でない直接の価値評価が可能である。いま一例として Q と N との因果関係をブラックボックス内の未知なる関数型として次のように表わすことができれば、

$$Q = f(N_1, N_2) \quad (8 \cdot 9)$$

各限界量の対比は次のように表示できる。

$$dQ = \frac{\partial f}{\partial N_1} \cdot dN_1 + \frac{\partial f}{\partial N_2} \cdot dN_2 \quad (8 \cdot 10)$$

いま、 $dN_2 = 0$ の場合について考えれば、 dQ と dN_1 の相関関係が $\frac{\partial f}{\partial N_1}$ によって表わされ、対象とするブラックボックス内での dN_1 効果の伝達を特徴づけるものである。つまり $\frac{\partial f}{\partial N_1}$ 値は N_1 の価値評価を可能にするとともに、因果関係の特性を表わすものと解釈できる。 N_2 についても全く同様で、式(8・10)による dQ 、 dN_1 、 dN_2 相関関係の分析が、 N_1 、 N_2 の価値評価と相互の因果関係の特性分析を可能にする。 $\frac{\partial f}{\partial N_i}$ 値が0のときは、 Q と N_i との因果関係を否定し、両者の定式化の限界を明示しうる。ここで最大の問題は、評価の基準値あるいは特性分析を方向づける値ともいべき Q をいかに選定するかであり、評価の妥当性あるいはあるシステムの代表的特性を適切に把握しうるか否かは、この Q の選定に左右される場合が多い。一例として水処理施設を取り上げ、施設の処理効率 Q は投入経費と一種の因果関係にあり、費用を投ずれば、それだけ処理能を期待しうるものと考えれば、投入経費の効果(施設の経済性)を直接評価することかできる。第Ⅰ編8章あるいは第Ⅱ編9章に示す通りである。

8・2・3 交換時における限界量の評価

合理化とか改良とはある均衡した状態を部分的にもより良いものへと改めてゆくことで、ある部分をより良いものと交換してゆくことでもある。多数の関連因子からなるある均衡システムを取り上げても、これを交換可能な場とみなし、いかなる交換を経て均衡しているか、あるいはそれ以上の交換がありうるかなどを調べることができれば、対象とするシステムの特性を常に合理化の程度と対比させながら検討することができる。任意の限界量を取り上げて、種々の制約条件下での相互の交換の程度を分析することは各因子の評価、システムの特性把握に直接効果的であるばかりか、システム全体の合理化の方向を知る上でもきわめて有効である。

さて、一般に交換の良否を論ずるためには基数的あるいは序数的比較基準が必要で、評価関数あるいは効用関数が利用できれば好都合である。経済学の分野ではエッジワースは1881年に効用関数を基数的に次のように提案している〔8・3〕。

$$U = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (8 \cdot 11)$$

x_n は財を表わす。

一方、パレートも19世紀末に、交換には相対的大小の比較だけで必要で絶対的大小の比較は不要として序数的な評価関数として無差別曲線を提案し、これらの評価関数をもとに種々の物品交換、売買の理論を展開してきた。上下水道計画分野において従来理論的考察に欠ける点が多く、不明確な意志決定がなされてきた一つの理由は、この分野における評価関数、効用関数の確立がなされないままに議論が進められてきたことにあろう。特に本研究の主題とする水量と水質両面にわたる効用関数の欠如は水量水質の相関づけを特に遅らせる結果となっている。ただ、多数の人間意志の関与する公共事業としての上下水道計画では特に効用関数確立は困難で、まして前項にも述べた水量水質に関する因果関係すら不明確な現況で、一気に式(8・11)を定式化することはほとんど不可能に近い。このように不可能に近い効用関数の確立が不可欠という矛盾に少しでも対処するために、限界量分析の特徴を生かして、まず次の関係を検討してゆく必要がある。

$$\Delta U = h(\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_n) \quad (8 \cdot 12)$$

この効用値の増減の検討を通じてある均衡の位置づけが可能になり、均衡の特性を少しでも解明してゆく手がかりをつかむことができよう。つまり(8・11)から得られる次式が重要である。

$$dU = \frac{\partial g}{\partial x_1} \cdot dx_1 + \frac{\partial g}{\partial x_2} \cdot dx_2 + \dots + \frac{\partial g}{\partial x_n} \cdot dx_n \quad (8 \cdot 13)$$

以上に述べた交換時の限界量分析では評価関数の必要性が新たに付け加えられたもので、前項の因果関係における限界量分析と基本的には何ら変わらない。因果関係における均衡式を同時に評価関数と解釈すれば、全く同一に議論を進めることができ、いずれもある均衡関係における限界量の分析である。違いは各限界量があらかじめ評価付けされているか否かにすぎず、問題のとらえ方が異なるのみともいえる。たとえば、式(8・10)を交換の場として仮想して、 Q を一定に保つ($dQ=0$)ための N_1, N_2 の交換比率は式(8・10)より次のように求めることができる。この場合、 Q を一種の評価関数として利用していることになる。

$$\frac{dN_1}{dN_2} = - \frac{\partial f}{\partial N_2} / \frac{\partial f}{\partial N_1} \quad (8 \cdot 14)$$

従来、無意識のうちにも経済性の検討にしばしば用いられてきた評価関数として総費用がある。

ここで、これまでの一つのまとめとして、第2章、第3章にも述べたように具体的な問題として水資源を含む一般資源の価値評価の手法について論述し、限界量分析の位置づけを明確にしておくことにしたい。水に限らず、一般資源の価値を評価するには大別してつぎのような方法が考えられる。

A：定常状態での評価の場合

A-1：安定状態における平均的評価を求める方法

評価＝〔資源のもたらす効果〕／〔使用全資源量あるいは投入資源量〕

A-2：安定状態に任意の微少（あるいは単位量の）変化を与え，その変化がもたらす効果によって評価を求める方法

評価＝〔微少変化がもたらす効果の変化量〕／〔増加あるいは減少資源量〕

B：非定常状態での評価の場合

任意の変化を与えるのではなく，発生した変動量とその変動を誘発した原因要素の変量から評価を求める方法

評価＝〔変動がもたらす効果の変化量〕／〔原因要素の変量〕

従来，水の評価はA-1によって行なわれるのが一般的で，とくに負の効果ともいべき水質汚濁の大小で表現されることが多い。この方法は非常に簡明である反面，一つの欠点がある。それは水の評価が水量規模によって変化することを十分表現しえないことであり，用水単価が規模により変化すること，また需給者側においても使用量が多いほど平均的価値が低下するのが一般的であるが，これら変化を平均的にしか表わしえない。これに対しA-2の考え方は，それぞれの水量規模での評価を正確に表わすことを目的としている。任意の水量規模にさらに追加（あるいは減少した1単位の水量によって余分に生ずる（減少する）効果によって評価を行なうもので，限界価値あるいは付加価値などと呼ばれるものである。したがって水追計画規模の設定においても，A-2の方法によることが必要と思われるが，とくに需給者側の限界単価の算定は，実験的あるいは概念的にならざるをえず，実際問題として不可能と考えられる場合が多い。そこでA-2の適用の方法を発展させたものとしてBの方法について考えてみる。すなわち実験的あるいは概念的に需給関係の微少変動と影響を求めるかわりに，非定常な需給関係における任意の自然変動量をとらえ，原因と考えられる因子を限定してゆき，変動原因となる要因の評価を行なうとともに，間接的，直接的に各水量規模における評価を行なうわけである。第Ⅱ編1-1，に示した通りである。

以上からも明らかなように限界量分析にもとづく価値評価から派生する問題として，(1)評価しえた価値を定量化，定式化すること，および(2)非定常過程における限界量の分析あるいは非定常な限界量の取扱いに関する問題が示唆される。これらについては後に8・4で論述する。

8・3節 多変数システムにおける微小変量の分析と合理化

8・3・1 一般多変数システムにおける微小変量分析

すでに述べたように上下水道分野の諸問題は複雑な応用科学として関連因子が多く，場合場合によってそれぞれ条件が異なり，完全に定量化しがたいものが多い。したがって，これら諸問題の合理化を目標としても，まず必要な諸現象の相関機構の究明でつまづき，議論を進展できない

ことが少なくない。こういった場合の微小変量分析について若干考察を加えておく。ある一つの事象が均衡しているとき、 n 個の未知変数(x_1, \dots, x_n)は事象の構成因子 α_j ($j=1 \sim m$)を媒介変数として次のように陰関数の型に表示される。

$$f_i(x_1, x_2, \dots, x_n, \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) = 0 \quad (8.15)$$

$$i = 1 \sim n$$

ここで各パラメータ α_j が所定の値に定まれば各未知変数はそれぞれに対応して決定される。

以後の取り扱いについては本編 6・3・1 に述べた通りである。

8・3・2 多変数システムの台理化と微小変量分析

ある多変数システム自体がある特定の目的を持っている場合、あるいはシステム構成因子がそれぞれに利害あるいは目的を持っているときは前項の分析に加えて、さらに積極的に評価関数を活用して、次のように議論を進めてゆく必要がある。先述の 8・2・2 と 8・2・3 の関係が多変数システムにおいても成立する。目的が存在すればそれに向っての台理化問題が発生し、台理化の程度は評価関数に委ねられる。先の 8・3・1 における分析が均衡式のみに基づくのと対照的である。ここで台理化のための交換は各システム独自の価値判断にもとづき、それぞれが合理性を考慮した上で利害、目的が一致した場合に限り交換が行なわれるはずである。こういった場合、限界量の交換は 8・3・1 とは異なり、分析方法も変ってくる。たとえば、各水源、水質が p_n, q_n の N 個の水源を i, j が融合するとき、水源 n より i への供給水量を x_{ni} 、 j への水量を x_{nj} とすれば、両需要者にとって水の効用は次のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} u_i &= g_i(x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{ni}, \dots, x_{Ni}, p_1, p_2, \dots, p_n, \dots, p_N) \\ u_j &= g_j(x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{nj}, \dots, x_{Nj}, p_1, p_2, \dots, p_n, \dots, p_N) \end{aligned} \right\} \quad (8.16)$$

両需要者にとっての一つの制約条件を水費用 C_i, C_j とすれば、 x_{ni}, x_{nj} の単位費用をそれぞれ c_{ni}, c_{nj} と表わし次式をえる。

$$\left. \begin{aligned} C_i &= f_i(x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{ni}, \dots, x_{Ni}, c_{1i}, c_{2i}, \dots, c_{ni}, \dots, c_{Ni}) \\ C_j &= f_j(x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{nj}, \dots, x_{Nj}, c_{1j}, c_{2j}, \dots, c_{nj}, \dots, c_{Nj}) \end{aligned} \right\} \quad (8.17)$$

両需要者はそれぞれ独自に最小の費用で、最大の効果を得ることを考えるので、まず次の条件を満たそうとするはずである。需要者 i については、 p_n, c_{ni} が一定値とみなしうる場合、次の式 (8.19) の条件をまず満たすことを考える。

すなわち

$$\left. dC_i = \frac{\partial f_i}{\partial x_{1i}} \cdot dx_{1i} + \frac{\partial f_i}{\partial x_{2i}} \cdot dx_{2i} + \dots + \frac{\partial f_i}{\partial x_{Ni}} \cdot dx_{Ni} = 0 \right\} \quad (8.18)$$

にて、

これより、

両需要者がそれぞれ式(8・19)の条件を満たすことを考えた上で、水源の水量水質供給能に関する制約など、全体需給システムの均衡条件を満足すべく検討する。いしかえれば、この種の交換における限界量の分析にあたっては、交換物質の収支に関する均衡を考慮する上に、式(8・19)などによって示される個々の交換条件を十分考慮に入れて追跡してゆく必要がある。

[illegible]

式(8・20)の制約条件が不等式で表わされる場合も、これを等式化するための新たな未知数を考慮に入れると上と同様に議論しうる。さて、式(8・20)，(8・21)の一つの合理解としての極値解はラグランジェの未定数 λ_n ($n=1\sim n$)を導入した次の関数での極値条件より求めることが知られてい[37]。

極値条件は次の任一の必要条件から決定しうる。

上の二組の式は $(n+m)$ 個の未知数 $(x_1, \dots, x_m, \lambda_1, \dots, \lambda_n)$ に関する $(n+m)$ 個の等式を構成しているので、 x_i, λ_k について一意的に解くことができる。たとえば制約条件が一式のとき

き式(8・19)と同様に極値条件として次の等式を得る。

$$\frac{\frac{\partial z}{\partial x_1}}{\frac{\partial G^1}{\partial x_1}} = \frac{\frac{\partial z}{\partial x_2}}{\frac{\partial G^1}{\partial x_2}} = \dots\dots\dots = \frac{\frac{\partial z}{\partial x_m}}{\frac{\partial G^1}{\partial x_m}} \quad (8 \cdot 24)$$

極大か極小かを決定するための第二の必要条件として第2次偏導関数による次の検討が必要である。

いま h_i ($i=1 \sim m$) を任意の数値として、

$$\sum_{i=1}^m \frac{\partial G^{k0}}{\partial x_i} \cdot h_i = 0 \quad , \quad k=1 \sim m \quad , \quad (8 \cdot 25)$$

に対して、

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m H_{ij}^0 h_i h_j &= \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \frac{\partial^2 f^0}{\partial x_i \cdot \partial x_j} + \lambda_1 \cdot \frac{\partial^2 G^{10}}{\partial x_i \cdot \partial x_j} + \dots\dots\dots + \lambda_n \cdot \frac{\partial^2 G^{n0}}{\partial x_i \cdot \partial x_j} \\ h_i \cdot h_j &\geq (>) 0 \end{aligned} \quad (8 \cdot 26)$$

要約すれば極大の必要十分条件は式(8・25)に於いて、

$$H_i = 0 \quad , \quad i=1, 2, \dots, m$$

および、

$$\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m H_{ij} h_i h_j < 0 \quad (8 \cdot 27)$$

である。

極値を採る限界分析の活動として、極大か極小かあらかじめ判断しうるとき、全システムの均衡式を未定のままで、資料分析などから直接、式(8・24)の成立を検討することも可能であろう。このとき、次の近似検討を行なう。

$$\frac{\frac{\Delta z}{\Delta x_1}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta x_1}} = \frac{\frac{\Delta z}{\Delta x_2}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta x_2}} = \dots\dots\dots = \frac{\frac{\Delta z}{\Delta x_m}}{\frac{\Delta G^1}{\Delta x_m}} \quad (8 \cdot 28)$$

次に、ほぼ極値に均衡していることがあらかじめわかっている場合に種々の微小変量を調べ、特性を分析することによっておく。比較的簡単な例をとり上げ、所定の経費で、ある目標を極値に保つ場合については次のように考察できる。

$$\text{経費； } I = p_1 \cdot x_1 + p_2 \cdot x_2 + \dots\dots\dots + p_m \cdot x_m \quad (8 \cdot 30)$$

$$\text{目標； } U = u(x_1, x_2, \dots\dots\dots x_m) \quad (8 \cdot 31)$$

式(8・30)の条件を満たしつつ式(8・31)を極値に保存しているのであるから次の関係がほぼ成立しているはずである。

$$\left. \begin{aligned} u_i(x_1, x_2, \dots, x_m) + \lambda p_i, \quad i=1 \sim m \\ p_1 \cdot x_1 + p_2 \cdot x_2 + \dots + p_m \cdot x_m - I = 0 \\ \text{ただし, } u_i = \frac{\partial u}{\partial x_i} \end{aligned} \right\} \quad (8 \cdot 32)$$

この極値近辺での微小な変位の示す関係は以下に示すように、上式の全微分から求めうる。

$$\left. \begin{aligned} u_{i1} \cdot dx_1 + u_{i2} \cdot dx_2 + \dots + u_{im} \cdot dx_m + p_i \cdot d\lambda = (-\lambda) \cdot dp_i \\ p_1 \cdot dx_1 + p_2 \cdot dx_2 + \dots + p_m \cdot dx_m = dI - (x_1 \cdot dp_1 + x_2 \cdot dp_2 + \dots + x_m \cdot dp_m) \end{aligned} \right\} \quad (8 \cdot 33)$$

これらの線型方程式を解いて、次のような結果をえる。

$$dx_j = \frac{\sum (-\lambda) A_{ij} \cdot dp_i + (dI - \sum_{k=1}^m x_k \cdot dp_k) \cdot A_{m+1,j}}{A} \quad (8 \cdot 34)$$

ただし、

$$A = \begin{vmatrix} A_{ij} & p_i \\ p_j & 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} u_{11}u_{12} \dots u_{1m}, p_1 \\ u_{21}u_{22} \dots u_{2m}, p_2 \\ \dots \dots \dots \\ u_{m1}u_{m2} \dots u_{mm}, p_m \\ p_1, p_2 \dots p_m & 0 \end{vmatrix}$$

A_{ij} = i 行 j 列要素の余因子

したがって、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial x_j}{\partial p_i} &= \frac{(-\lambda) A_{ij} - x_i \cdot A_{m+1,i}}{A} \quad i, j=1 \sim m \\ \frac{\partial x_j}{\partial I} &= \frac{A_{m+1,j}}{A} \end{aligned} \right\} \quad (8 \cdot 35)$$

ここでも限界量分析が有効となる。

8・4 節 限界量分析の応用性に関する考察

8・4・1 限界量の定義と定式化の分析

これまで限界量の相対的評価を中心に述べてきた。複雑な上下水道系統の分析研究が未だ十分とはいえない現状では種々の限界量を相対的に比較検討するだけでも多くの新しい特性を見い出すこ

とができるので、現段階では相対評価を限界量分析の中心課題と考えているためである。しかし、限界量分析の発展しうる方向は多岐にわたる。相対評価のための限界量分析がくり返され、結果が集積されてくると、限界量に一般的な傾向、相関関係が見い出されてくることがある。たとえば、最も簡単な例として x と未知関数 $f(x)$ の関係における限界量分析として、種々の $\Delta x (= x_i - x_j)$ に対する $f(x)$ の限界量 $\Delta f(x)$ をくり返して調査したところ結果的に $\Delta f(x)$ はほぼ一定の値 A を示すことがわかれば、限界量を次のように定量化することができる。

$$\Delta f(x) = f(x + \Delta x) - f(x) = A \quad (8.36)$$

ここで Δx を単位量 1 と表わし、 $x' = x / \Delta x$ とすれば、次に示すような簡単な差分方程式をえる。

$$f(x' + 1) - f(x') = A (= \text{const.}) \quad (8.37)$$

これより未知であった関数 $f(x)$ を決定できるようになる。限界量の一般的な傾向を x の関数として定式化しうる場合についても全く同様である。

$$f(x' + 1) - f(x') = R(x') \quad (8.38)$$

さらに発展的に限界量のとり方をたとえば、次の式 (8.39) のように変型しうるものとみなせば式 (8.40) などさらに一般的な差分方程式論へと議論は発展してゆく。

$$\Delta f(x) = f(x + \Delta x) - a \cdot f(x) = R(x) \quad (8.39)$$

$$\Delta f(x') = f(x' + 1) - A(x') \cdot f(x') = R(x') \quad (8.40)$$

この場合、本論文での限界量の定義にはずれてくるので注意が必要である。

次に、これまでの章節に述べてきた限界量の相対比を定量、定式化しうる場合について考察しておく。

いま、ある総量 Q が関連因子 x_n ($n = 1 \sim N$) によって次の式 (8.41) のように表わしうる場合、一般に限界量の相対比は式 (8.42) あるいは式 (8.43) で表わされる。

$$Q = f(x_1, x_2, \dots, x_n, \dots, x_m, \dots, x_N) \quad (8.41)$$

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dx_n} &= \frac{\partial f}{\partial x_1} \cdot \frac{dx_1}{dx_n} + \frac{\partial f}{\partial x_2} \cdot \frac{dx_2}{dx_n} + \dots + \frac{\partial f}{\partial x_n} + \dots + \frac{\partial f}{\partial x_m} \cdot \frac{dx_m}{dx_n} + \dots \\ &\quad + \frac{\partial f}{\partial x_N} \cdot \frac{dx_N}{dx_n} \end{aligned} \quad (8.42)$$

$$\frac{dx_m}{dx_n} = \left\{ \frac{dQ}{dx_n} - \frac{\partial f}{\partial x_1} \frac{dx_1}{dx_n} - \dots - \frac{\partial f}{\partial x_n} - \dots - \frac{\partial f}{\partial x_N} \cdot \frac{dx_N}{dx_n} \right\} \bigg/ \frac{\partial f}{\partial x_m} \quad (8.43)$$

上式右辺は本来、 $\frac{\partial f}{\partial x_1} \times \frac{dx_1}{dx_n}$ など各項の定量、定式化をへて、はじめて具体的に定量化しう

るものである。しかし、特殊な例として各種資料に現れる限界量比 ($\Delta x_m / \Delta x_n$ など) の分析を積み重ねてゆく過程で、次式に示すように近似的にこれを定量、定式化しうる場合がある。

$$\frac{\Delta x_m}{\Delta x_n} \approx \frac{dx_m}{dx_n} \approx g(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (8 \cdot 44)$$

一例として次式のように $\frac{dx_m}{dx_n}$ が x_n の一次式として定式化しうるとき、当然のことながら議論はシステム内での微分方程式体系の確立へと発展してゆくことが可能になる。

$$\frac{dx_m}{dx_n} \approx a_0 + a_1 \cdot x_n \quad (8 \cdot 45)$$

ただし、 $a_2 \leq x_n \leq a_3$, $a_0, a_1; a_2, a_3$ は定数

従来、上下水道計画における水量水質問題では定量定式化が他の工学分野に比べて極度に遅れてきたが、その理由はくり返りのべたように、多数の関連因子の同時的取扱ひの中に普遍的均衡事象を見出しがたかったことにある。これを限界量分析として変量因子を限定することによって式 (8・44) あるいは式 (8・45) に示すようにやや定式化が容易になることがある。また、ひとたび定式化できれば、議論は微分方程式体系に及び、均衡事象の全般的観察からでは見出しえないような複雑な特性を比較的容易に解明してゆくことが可能になる。ただ、それぞれの適用限界については常に注意が必要である。

なお、式 (8・41) にも示すある種の総量 Q が、時間 t をも関連因子とし、時間とともに変化するものであれば、以下に示すような動的な検討が必要となる。この場合、総括的に右辺を次式のように近似表示しうるか否かが分析の対象となる。

$$dQ(t) = F_0(t) \quad (8 \cdot 46)$$

限界量の相対比についても同様に、次式の成立が問われる。いずれもこういった動的関係を定式化できれば、システム全体の動的評価あるいは特性の動的定量、定式化が可能になってくる。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{dQ}{dx_n} = G_1(t) \\ \text{あるいは,} \\ \frac{dx_m}{dx_n} = G_2(t) \end{array} \right\} \quad (8 \cdot 47)$$

これら $G(t)$ はシステムの動的な特性を表現し、制御工学における時間的に特性の変化しない系でのラプラス変換法にもとづく伝達関数理論へと発展しうる。一般に制御理論では、外力 $u(t)$ に対する応答 $y(t)$ の関係式を微分方程式にて次のように表わすことができるとき、

$$a_n y^{(n)} + a_{n-1} \cdot y^{(n-1)} + \dots + a_1 y^{(1)} + a_0 \cdot y = b_r u^r + b_{r-1} \cdot u^{r-1} + \dots + b_1 \cdot u^1 + b_0 u \quad (8.48)$$

ラプラス変換領域での独立変数 s を用いて、伝達関数 $G(s)$ を次のように表わしている。

$$G(s) = \frac{b_r \cdot s^r + b_{r-1} \cdot s^{r-1} + \dots + b_1 \cdot s + b_0}{a_n s^n + a_{n-1} \cdot s^{n-1} + \dots + a_1 s + a_0} \quad (8.49)$$

この工学分野では伝達関数から状態方程式（状態変数の時間的变化と出力変数）をいかに表わしうるまで議論されている。したがって上下水道関係の水量水質資料に内在する限界量から式(8.47)に示すような一定の動的関係を定量化できれば、上記と同様に、システムの動的特性、あるいは状態の特性に論及しうる事が多い。式(8.47)と同様の観点から、任意の限界量 ΔQ あるいは Δx_n の時間 Δt に対する相対量すなわち Q 、 x_n の時間変化率についても次のように検討でき、実質資料分析に非常に効果的となる場合が少なくない。

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} \cong g_1(x_1, x_2, \dots, x_n, \dots, x_N, t) \quad (8.50)$$

ここで、

$$\frac{\Delta Q'}{\Delta t} \cong \frac{dQ}{dt} \quad (8.51)$$

とみなしうる範囲、限界を明示することができれば、時間 t に関する微分方程式体系へと議論を展開することが可能となり、より明確な動的特性について検討することができる。

$$\frac{dQ}{dt} = g_1(x_1, x_2, \dots, x_n, \dots, x_N, t) \quad (8.52)$$

あるいは同様に、

$$\frac{dx_n}{dt} = g_2(x_1, x_2, \dots, x_n, \dots, x_N, t) \quad (8.53)$$

いずれにしても、理論的にはこれまでの検討と何ら変わらず、関連因子の一つとして時間 t が取り上げられた場合として考察すればよいので以上の検討では特に動的考察として別途に区別して取り上げない。ただ、実際資料の解析に当っては、時間 t の不可逆性など他の関連因子と同様には取り扱えない性格もあるので、その都度注意しておく必要がある。一般に任意の二変数の限界量の相対比は次の式(8.54)に示すように変換可能であるところから、既存資料分析など実存の限界量分析であらゆる限界量の追跡ができない場合でも、近似的にも分析続行を可能にすることが多い。こういった場合にも上記注意事項に留意する必要がある。

$$\frac{\Delta x_n}{\Delta x_i} \approx \frac{\Delta x_n}{\Delta x_{n-1}} \times \frac{\Delta x_{n-1}}{\Delta x_{n-2}} \times \dots \times \frac{\Delta x_{i+1}}{\Delta x_i} \quad (8.54)$$

なお、限界量の定量、定式化に前後して注目すべき特性として、限界量の弾力性と安定性について若干補足しておく。取り上げるある任意の変化の過程をより十分に表現するためには、いかなる初期条件での変化かを同時に表わすことができれば、より好都合である。そのためには、原因因子、評価因子両者の変化量を次式のように、それぞれ相対量として相互に比較するのも一つの方法であろう。

$$\eta = (\Delta x_m / x_m) / (\Delta x_n / x_n) \quad (8.55)$$

弾力性表現が最も簡単で効果的なのは x_m, x_n のとり方によって η 値がほぼ一定の値を示す場合で、この場合は一般に η 値は無次元数となり、 x_m, x_n の単位の選び方から生ずる不統一性の問題を回避できて、相互比較も容易になり、普遍的な結果をえやすい。しかも 値の大小によって変化が弾力的か否かを端的に表現しうる。一方、基準値 x_m, x_n 値のとり方によって η 値が変わってくる場合は、算定に用いた x_m, x_n 値の明示、あるいは η 値の適用範囲を明示してゆく必要がある。弾力性値が一定値を示す場合、バネの特性を太さ、長さに関係なく、単に弾性係数で端的に表現しうるように、水問題でも需給特性を端的に表現しうる場合が多く、活用範囲も広い。

次に安定について考察するが、一般に限界量の安定性が問題になるのは限界量が一定値として定まらない場合で、ある均衡値からひとたび離れても均衡への復帰をとまらうならばその均衡は安定という。任意の因子 α の変化に応じて $\Delta Q(\alpha)$ が変化する場合、その変化の安定性を次のように検討できる。(α は時間に限らない)。まず、いかなる初期条件からも $\Delta Q(\alpha)$ が無限大になる極限においてある均衡値 ΔQ_0 に近づくならば、すなわち、初期条件に関係なく次の関係が成立するならば、均衡点は第1種の安定性をもつといわれる。

$$\lim_{\alpha \rightarrow \infty} \Delta Q(\alpha) = \Delta Q_0. \quad (8.56)$$

また、安定を広義に論ずる場合、仮に際限なく振動してもある均衡点の片側には一定期間以上とどまらない場合このような変化を第2種の安定性と呼ぶこともある。ところで、本研究では全般を通じて限界量あるいはその相対比の評価および定量、定式化を重要な特性分析の手がかりとしているので、限界量あるいはその相対量が安定しない場合は特に取り扱いに注意を要する。定式化しうる場合は安定しない変化も明確に追跡しうるけれども、その他の場合は、求めた限界量値自体の評価が必要になることもあり、限界量の限界量分析も時に必要となることがある。また一方、一つの有力な特性分析の手法として、式(8.56)に示す安定の条件から均衡状況の分析が可能となり、種々の対策が生れる可能性もあろう。

8・4・2 多変数限界値の配分の分析

多変数が関連するある均衡システムを分析する場合、すでに8・3節にて示したように、均衡の微小変化をとらえ、その変化に関連する限られた要因間の特性をまず明らかにしておく方法もあるが、さらに特殊なケースとして次のような分析も重要である。

式(8・17)で、各因子 α_m を p (定数)倍するとき、次の関係が得られる場合を取り上げてみる。

$$\left. \begin{aligned} x_n &= g_n(p\alpha_1, p\alpha_2, \dots, p\alpha_m) \\ &= p^\beta \cdot g_n(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m) \end{aligned} \right\} \quad (8.57)$$

すなわち、数学的にいって x_n が β 次の同次関数であるとき、オイラーの定理を活用して本編6・3・2に述べた同次性分析が可能になる。

8・4・3 微小変量分析の応用性に対するその他の考察

以上微小変量分析が上下水道系統などの多変数システムの特性分析として効果的であるばかりでなく、システムの合理化をも示唆しうるものであることを示してきた。合理化はあくまで部分的合理化にとどまるけれども、概念的には図8・8に示す最大傾斜法にも相当し、分析を積み重ねてゆけば全体システム合理化に近づきうることはいうまでもない。特殊な場合として8・4・1に述べたようにある限界値比を式(8・44)のごとく定式化しえた場合に、ある任意の因子についてこれを書きなおせば、次式をえる。

$$x_j = f(x_1, x_2, \dots, x_{j-1}, x_{j+1}, \dots, x_N, \frac{dx_m}{dx_n}) \quad (8.58)$$

x_j の最大値をはかることが合理化の目標であれば、汎関数の極値問題として、変分法によって解くことも可能となる〔8・4〕。いま簡単な例として、 $f(x, y, \Delta y / \Delta x)$ あるいは、 $f(x, y, y')$ は3変数 x, y, y' について所定の区間で2回連続的微分可能なときに合理化の目標が次の汎関数の最大あるいは最小問題であれば、変分問題としてオイラーの微分方程式から解 $y(x)$ を求めることもできる。

さらに合理化手法に関連して線型計画法と限界値分析の関係について若干考察を加えておく。制約条件、目標式を次のようにそれぞれ一次表現しうるとき、線型計画法LPによって最適化をはかりうるということが知られている。

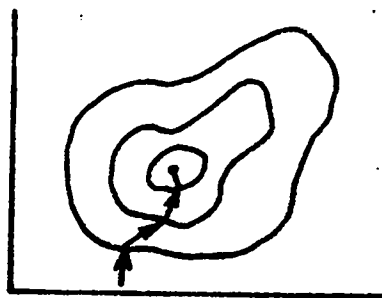


図8・8 最大傾斜法概念

$$\sum_{i=1}^m a_{ij} \cdot X_i \leq (\text{または}, >) A_{oj}, (j=1, 2, \dots, n) \quad (8.59)$$

$$z = \sum_{i=1}^m c_i \cdot X_i \quad (8.60)$$

ただし、 a_{ij} 、 c_i は定数係数、 A_{oj} は制約条件定数項、 X_i は未知数 ($i=1 \sim m$)、 n は制約式の数、いま得られる最適解を z_{opt} とすれば、線型計画法を解くことによって結局 z_{opt} は a_{ij} 、 A_{oj} 、および c_i 各係数によって算定される。

$$z_{opt} = f(a_{ij}, A_{oj}, c_i) \quad (8.61)$$

式(8.59) および式(8.60) の定式化の精度から、算定 z_{opt} をそのまま無批判に合理解とすることは危険で、種々の角度から分析しておく必要がある。そのためには、一つの問題を解くに当たり種々の条件変動を考慮してそれぞれに z_{opt} を算定し、 z_{opt} と諸条件とを相関づけてみる必要であろう。すなわち、次式の算定が重要である。ここでは z_{opt} が評価係数とみなされる。

$$VA_{oj} = \frac{z'_{opt} - z_{opt}}{\Delta A_{oj}} \quad (8.62)$$

VA_{oj} は A_{oj} の評価値

a_{ij} 、 c_i についても、上と同様の概念で検討することができる。ただ、線型計画法の場合、 a_{ij} 、 c_i 、 A_{oj} の評価の便法として双対問題があり、一般解法の過程において、自動的に上記評価値が算定しうる場合も多いので、注意が必要である。しかし、有意の限界量の探索あるいは評価の定量化を含め、上式(8.62)の方法は重要で、他の線型計画法以外の最適化手法に対しても全く同様に議論しうる。

最後に、上下水道の公共性を考慮して、公共事業計画あるいは事業実績の微小変量分析に当たっての特殊性について記しておく。

公共事業では一般個人間の需給配分と異なり、公共は何をいかに希望しているかを適切に把握し、それをいかに実現してゆくかが重要である。個人間の配分では各個人の満足を極大たらしめるべき競争、交換が可能で、相互利益の理想的な妥協が期待できる。しかし、公共が対象の場合、各個人によって異なる願望目標を集計した形で公共目標を表現する。

r 人からなる公共集団で、各人が x_{ri} の代価を提供し、 y_{rj} なる利得を得んとする場合各人の満足度は u_r として次のように表わされる。

$$u_r = u_r(x_{r1}, x_{r2}, \dots, x_{ri}, y_{r1}, y_{r2}, \dots, y_{rj}) \quad (8.63)$$

この u_r は各人の効用関数とも呼ばれ、公共としての総効用 U はこの各人の u_r によって決定される。

$$U=U(u_1, u_2, \dots, u_r) \quad (8.64)$$

あるいは式(8.63)より,

$$U=U(x_{11}, x_{12}, \dots, x_{21}, x_{22}, \dots, x_{ri}, y_{11}, y_{12}, \dots, y_{21}, y_{22}, \dots, y_{rj}) \quad (8.65)$$

当然, 大小数多くの制約条件が加えられる。

$$K_n(x_{11}, x_{12}, \dots, x_{21}, x_{22}, \dots, y_{11}, y_{12}, \dots, y_{21}, y_{22}, \dots, y_{rj})=0 \quad (8.66)$$

$n=1 \sim n$; 制約条件の数

公共意志決定としては, 式(8.66)の制約条件下で, いかに式(8.65)の最適化をはかるかにある。しかし最適化以前の段階での最大の問題は各 u_r の決定および式(8.64)の定式化の問題で, 各 u_r は序数関数で十分か, あるいは基数関数でなければならぬかの議論をはじめ, 式(8.64)として式(8.64)のように単に各 u_r の総和をとりうるかなど問題となる。

$$U=\sum_{r=1}^r u_r \quad (8.67)$$

次に重要な問題は式(8.64)において, 各 u_r 間にいかに平等性を保つかが重要である。従来, 公共事業では上記のような検討が不明確に行なわれたことが多く, 個人の効用間の相対的関連が仮定, 推定で決定されたり, 効用関数として総効用関数のみが用いられたことも多い。さらに極端な場合はこの種の検討もなく, 政治的カンに頼っての検討も少なくない。

したがって, 公共事業における特性分析では以上のような特殊性を十分考慮した上で分析してゆく必要がある。さらにまた意志決定における各 u_r 間の評価を分析するには, 実際公共事業ではこれらの評価が税, あるいは補助金などの形で間接的に行なわれることが多いので, 上に示した合理性の追究後, 評価の交換についても十分検討しておく必要がある。

$$\frac{\partial U}{\partial x_{ri}} = \frac{\partial U}{\partial u_r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial x_{ri}} \quad (8.68)$$

この種の変換が式(8.64)の定式化の段階で適正に考慮されておれば, 一応公共事業の意志決定は式(8.66)の制約のもとでの式(8.65)の極値問題としてすでに述べた方法で, 分析検討することができる。

第9章 附 録

第Ⅱ編に関する2、3の補足研究

9・1節 概 説

以上第Ⅱ編では、今後の都市給水システム合理化を目標に総括的な検討を加えてきた。第Ⅰ編での広域的検討によって示唆された合理化の方向性をふまえた議論であるところから、分析はある程度総括的特徴を持つ。しかし反面、分析対象である諸因子の弾力性あるいは弾力化の限界が具体的な技術問題に関連を持つことも多いところから総括的検討ばかりでも議論を進展しえない。理想的には詳細な技術検討と他因子との相関に関する総括的検討の両者が網羅されなければならない。

しかし本編では研究初期段階としてとりあえず総括的かつ広範な分析に重点を置き、部分的に具体的な技術問題を取り上げた。いわゆる分析の重点に若干過疎がみられる。両者の混同は論点を不明確にするので本研究に関連して行なった諸分析を若干整理し、論旨統一をはかった。結果的に、本研究に強い関連を持つけれども性格的に本論からはずれるものを以上の章節から区別し、以下附録として補足収録することにした。第2章に関連して9・2節を、第4章に関連して9・3節を取り上げ、さらに、第6章に関連して9・4節を収録する。

9・2節 特殊行動に伴う需要時間変動例

都市内において特殊な用水需要行動がみられる場の一つとして博覧会場など臨時の社会集団を挙げることができる。この種の集団の用水需要に関する特徴として需要行動が必らずしも生活用とはいえず、個々の需要行動が時間的あるいは場所的に可制御な性格を帯びていることを指摘できる。したがって第Ⅱ編第2章で取り上げている需要変動特性の原因因子がこの場合個々の需要行動の特性にまで及ぶことになる。

そこでこういった場合の需要時間変動について以下補足的に検討を加えておくことにする。

(1). 需要行動を総括的にでなく個々に取り上げた場合の需要変動分析例として、あるいは(2). 需要行動パターンが生活行動パターンと異なる場合の需要変動例として、本文中に取り上げた需要変動分析に参照しうる点が多いものと考え、ここに附録として収録しておく。

分析対象として1970年、大阪にて開催予定の万国博覧会会場を取り上げ、そこでの発生需要時間変動の総括的予測を試みる。また手法としては分析対象が特殊な予測問題であるところからシミュレーション法を活用している〔9・1〕。

9・2・1 需要行動の想定

会場内滞在者の行動については、東京大学円下研究室において場内動線計画に関連して行なわれ

たシミュレーション結果を基礎として考察を進める。すなわち、それぞれの行動がいかに関水需要行動を生み、さらにいかに需要を発生するかのみに検討を加える。

上記シミュレーションでは会場内に、2～16という大きさの吸引力をもつ15のステーション（展示館、EXPOサービスなど）を仮定し、各ステーションを連らねる数多くのランダム連鎖の中から、最短ルートを通っている150種を標準コースとして設定してある。各ステーションから次のステーションへの滞在者の動きは、場内交通の快適度を考慮したマルコフ過程的な確率によって律せられている。合計1000単位の入場者をメインゲート、東、西、北、南の各ゲートにそれぞれ440、260、205、70、25単位の割合で配分し、図9・1のようにゲート到着（すなわち入場者）数分布を与え、10分ごとの各入場者単位の動きが10分間ごとに追跡された結果、同図に示すような退場者分布となり、したがって図9・2のような滞在者分布をえる。

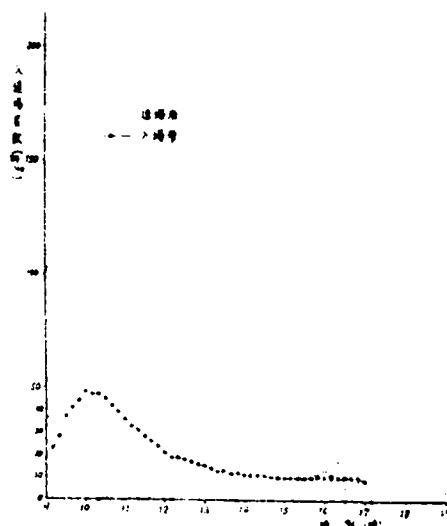


図9・1 入退場者分布

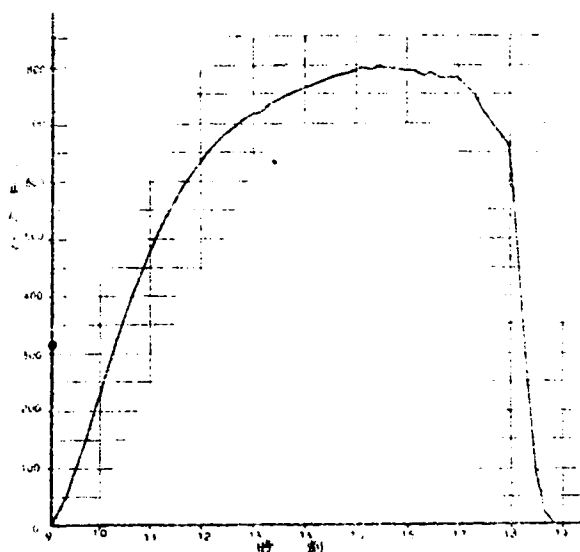


図9・2 時刻別滞在者数分布

各单位の平均滞留時間は約5.8時間となっている。

なお、本分析の目的があくまで需要水量の追跡にあり、入場者の行動そのものではないから、入場者の場内行動速度や方法までには言及せず、単に、ある人間のある地点での所要滞在時間に焦点ををぼり、その所要時間内にいかなる水使用が行なわれるかを考える。

実際に用いたモデルとしては、電子計算機のなかに万国博会場を記憶させ、種々の想定条件を設定した上で、入場者の動きを時間的、地域別に水需要と関連づけてシミュレートしたが、各部に乱数を用いて、各入場者単位の独立性および心理的不定性の表現をはかった。

(A) 地域モデル；会場を図9・3に示すように、13ブロックに分割し、図中に示す吸引力を想定した。これは東京大学モデルをほぼ全面的に引用したものであり、一部算定の簡略化のために地区統合を行なっているが、このときの統合地点の吸引力については、単に上記モデルの値から平均値を求めて与えてある。

(B) 入場者モデル；追跡すべき入場者数は、特に1日何人の場合と指定せず、いずれの場合にも適用できるように、1日入場者を1,000単位に分割表現し、たとえば20万人の場合は、1単位は200人を表わすものとする。各単位の入場分布は図9・1のとおりとした。

(C) 時間モデル；検討すべき時間区分としては、水量算定値は1単位の1時間単位表示による水量であるが、入場者の場内移動速度は、10分単位など、時間的にさらに微小単位で行なわれるもの

と考えられるので、1時間単位ではこれを追跡しきれない。しかし逆に、あまり時間単位を細分すると、計算機負荷を過大にするので、一応20分単位で、入場者およびその水需要を追跡した。

(D) モデルの連関とフローチャート；追跡方法は、開場から閉場にいたるまで、20分ごとに1,000単位の入場者がまのおのどの地点にいるかを調べ、各単位の入場後の経験事項の記憶をもとに、水量を算定する方式をとり、たとえば、ある時刻のある1単位をとり上げる場合

入場後の滞在時間は？、現在滞在している地域は？、そこにはどのくらい長くいるか？、食堂へはもう行ったか？、便所へは何回行ったか？、水を飲んだり、顔を洗ったりしたか？、何回飲んだか？、などの質問をし、その答によって、それでは、この用途の水がそろそろ必要なのではないか？と水需要を誘導し、さらに、これに対する反応を乱数によって、各人独立した返答を行なわしめるようにして、1人の需要水量を決定する。これを滞在者全員に刻々行なって全需要水量を決定する方式をとった。

具体的な行動追跡方法としてはそれぞれの滞在者にまず滞在時間を聞き、これを、会場内平均滞留時間5時間、1地点平均約1時間20分という基準を参照し、さらにその地点での混雑状況、その地点の吸引力、時刻を判断材料にして、次の地点へ移行するか、あるいは、その地点にさらに

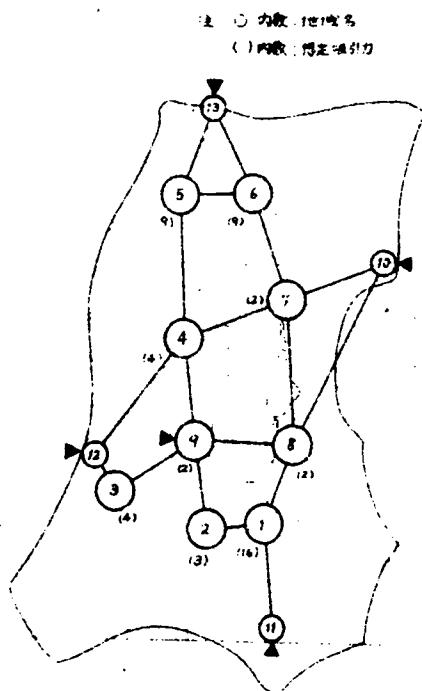


図9・3 会場の地域区分モデル

20分間(時間単位)とどまるかを、各滞在者に乱数によって独立に選択させ、その返答により、その都度滞在点を決定記憶させて、次々に行動を追跡した。また、各滞在者がある地点より他の地点に移行するにあたっては、時刻、その地点より移行しうる全部の点、それぞれの地点の吸引力(魅力度)を各滞在者に教えて各自の選択にまかせた。すなわち、各滞在者は、それらの情報をえて、自己の記憶している過去の経過点以外から次に進みたい地点を選択するが、ほぼ、魅力度の強い方へと移動してゆき、それぞれの経験事項を新たに記憶してゆく方式である。

9・2・2 需要時間変動算定例

以上に記した需要行動追跡を基礎として会場内での時刻別、地域別、および用途別の需要発生水量を算定した。その間、導入した資料は個々の需要発生回数、水量に関するものをはじめ最終的需要発生判断など数多く、かつそれぞれの資料を個々の需要行動に結びつける方法にもいくつかの仮定がある。本来、これらの算定手法を詳しく記しておかなければならないが、ここでは本附録の目的から単に算定需要変動結果のみを示すにとどめる。つまり、本編第2章に取り上げた需要変動も需要行動が変れば大巾に変化しうるものであることを定性的に示すことのみを目的とする。ただ、算定のフローチャートのみを図9・4から図9・7に示しておく。

さて、会場内での総需要水量を用途別にまとめたのが表9・1である。水量を時刻

表9・1 算定需要水量
(1,000units による検討)

平均利用回数 (回/日)	水 量 (m^3 /日)	
	74,654.9	総水量
1.2	3,147.0	飲洗 料面用・
1.2	18,254.1	食堂用
2.3	20,564.0	便水 所用洗
0.1	2,950.8	洗車用

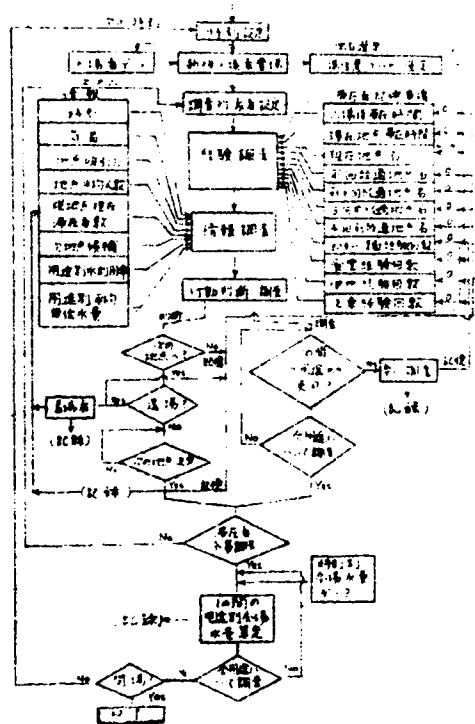


図9・4 フローチャート

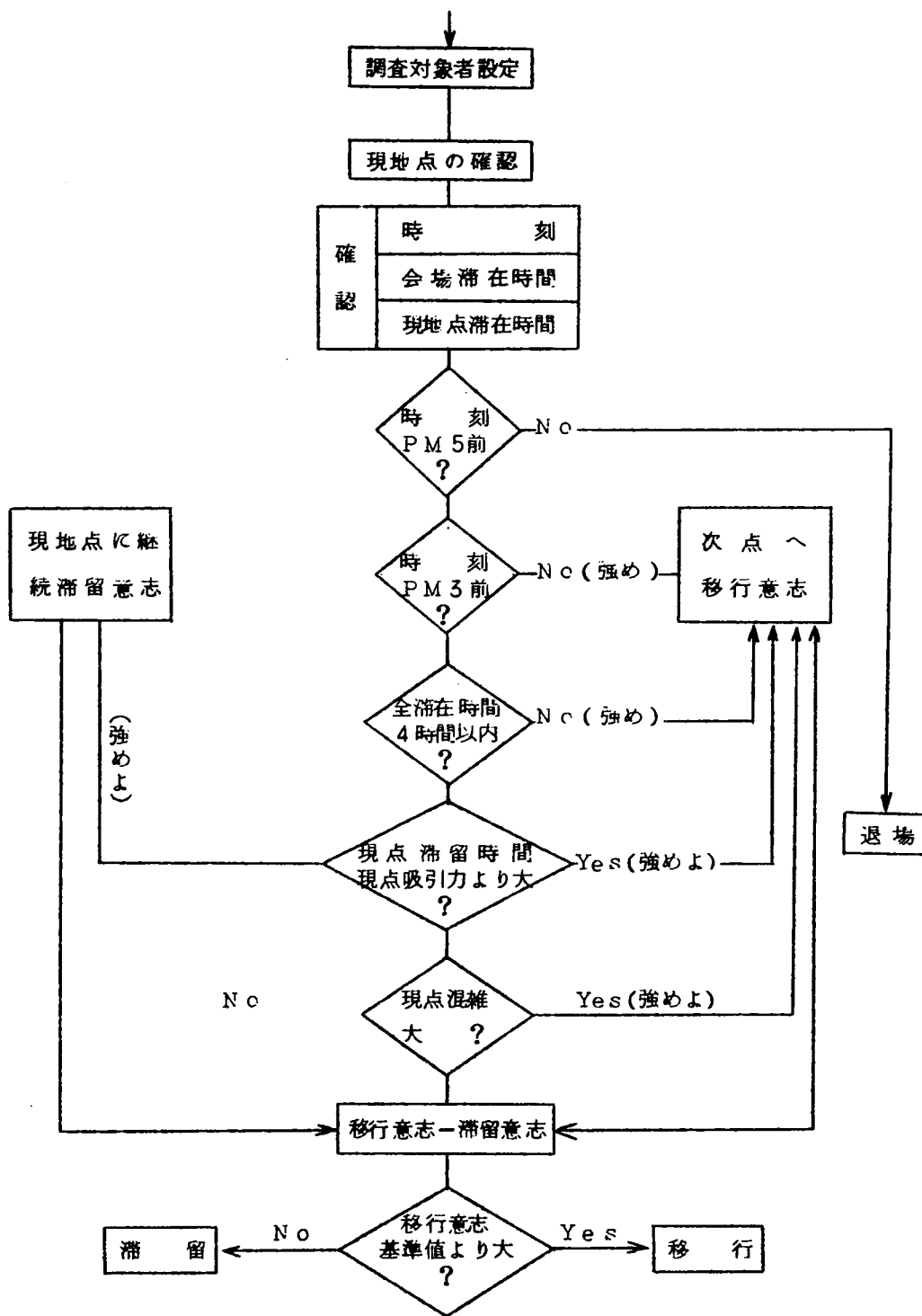


図9・5 次点への移行か滞留かの検討

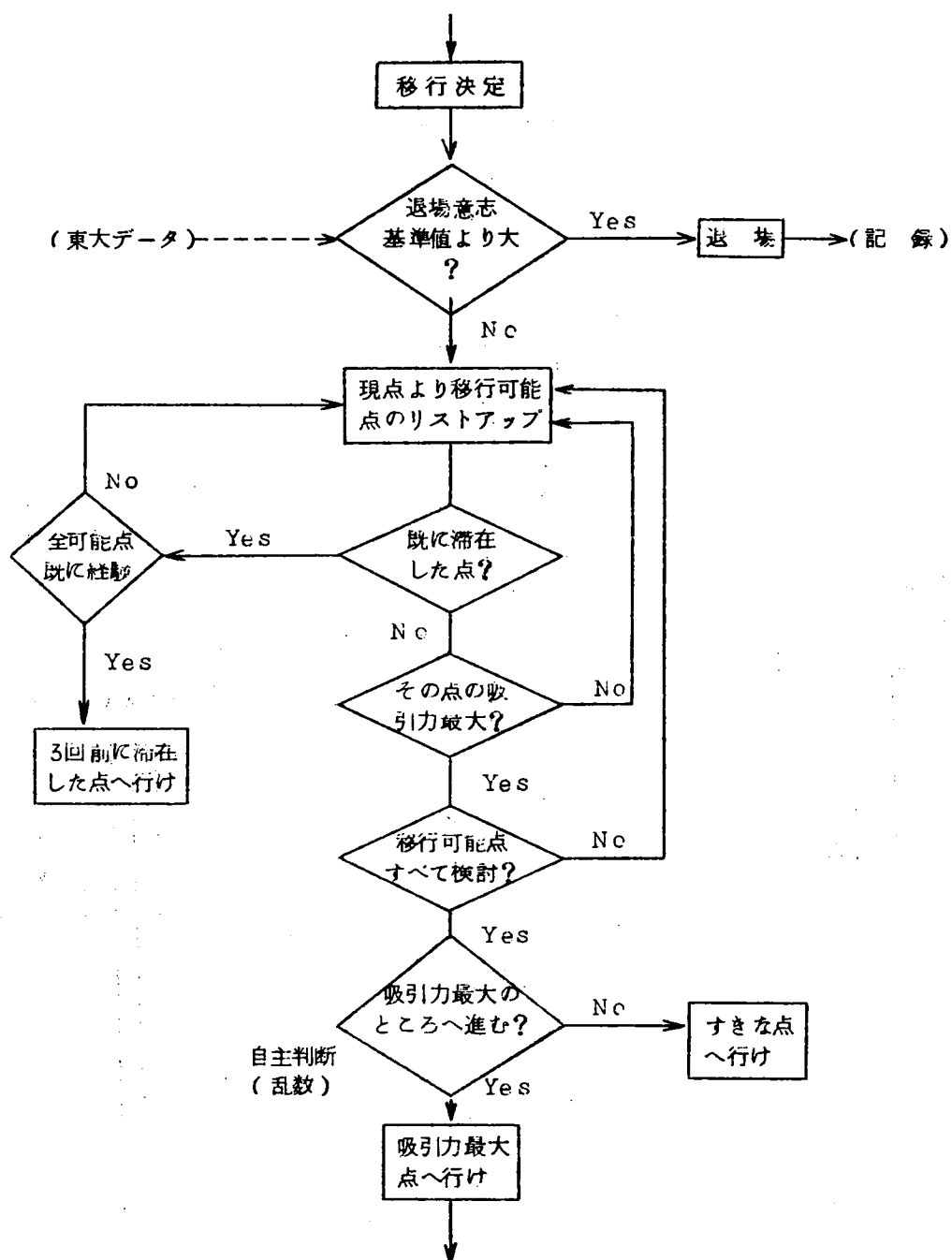


図9・6 進行次点選択のフローチャート

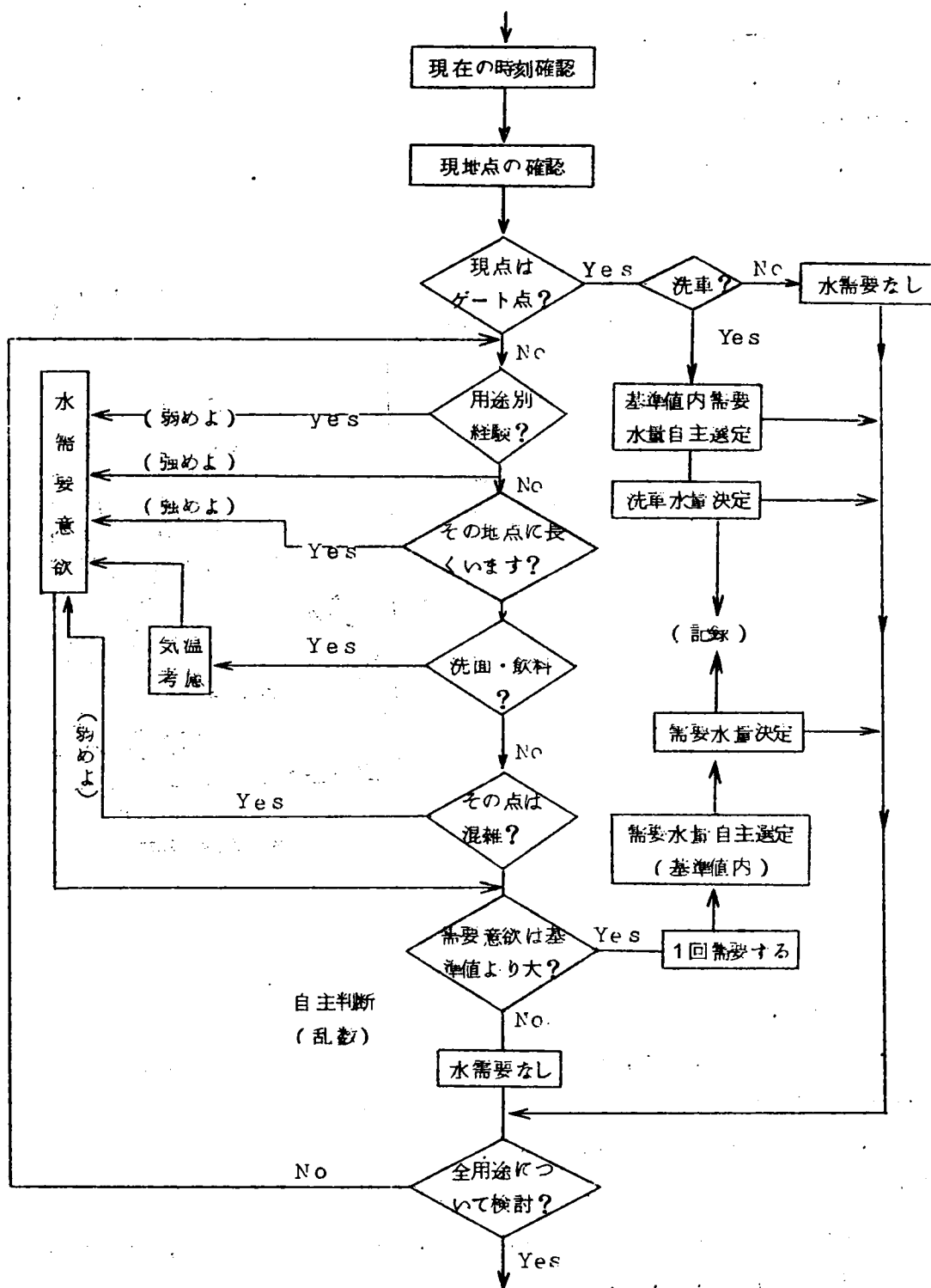


図 9・7. 需要水量算定のフローチャート

別に表示したのが図 9・8 で、図より場内全水量は開場後 4～5 時間後、すなわち、午後 1～2 時頃にはひとつのピークがあり、最大ピークは午後 5～6 時の閉場まぎわに出現するという特徴がある。かつ、これは、滞在者用水の時間変動によるものであることが図より明らかである。（なお、ピーク時水量は平均水量の約 1.7 倍である。）

そこで、この滞在者用水をさらに用途別に分類して表わしたのが図 9・9 である。この図より、

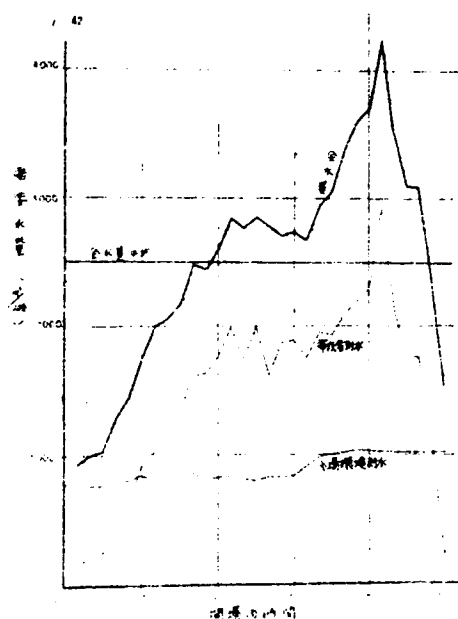


図 9・8 需要水量時間変動

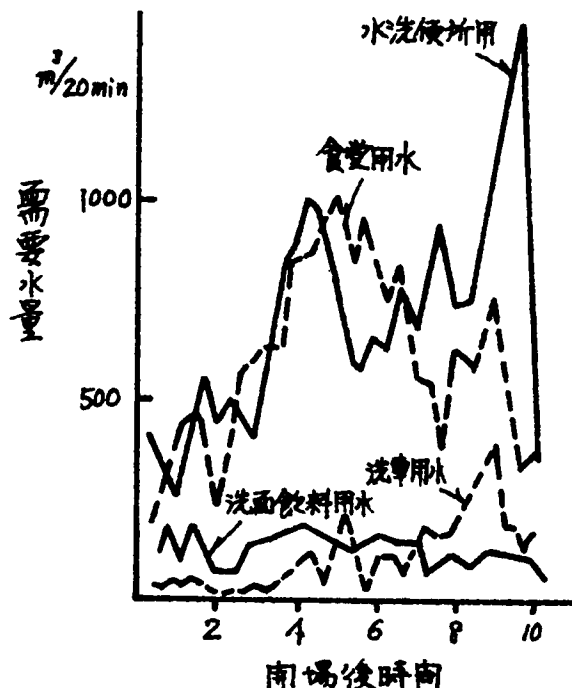


図 9・9 用途別需要水量時間変動

閉場まぎわの需要水量が増大する理由はこのときに便所利用者が増大し、便所用水が増大すること、および洗車用水が、増大することによることが明らかである。

図 9・9 からいえることとして、会場での需要水量の時間変動が主として便所用水あるいは食堂用水に起因するものと指摘できるので、これより、会場での需要時間変動を小さくして平均化するためには、便所用水の水の出し方（一定率給水）、あるいは食堂の準備、あとかたづけ用水になるべく時間ズレをもたせることなどが効果的であることを指摘できよう。

会場内地域間の需要水量の差は時間変動以上に大きく、地域によってはほとんど、無視しうる程度の水量である反面、地点、1、5、6 などでは、その点の吸引力（魅力度）が強いことにより、需要水量は大きく、他の点との差は著しい。一例として、図 9・10 から図 9・12 に地点 1、6

と11の結果を対比し、時間変動差を示しておく。

以上の検討から需要の時間変動が需要行動の変化により大巾に変わりうることがわかる。Ⅱ編第2章での需要分析結果が需要行動さえ変化すれば大巾に変わりうるものであることを認める。

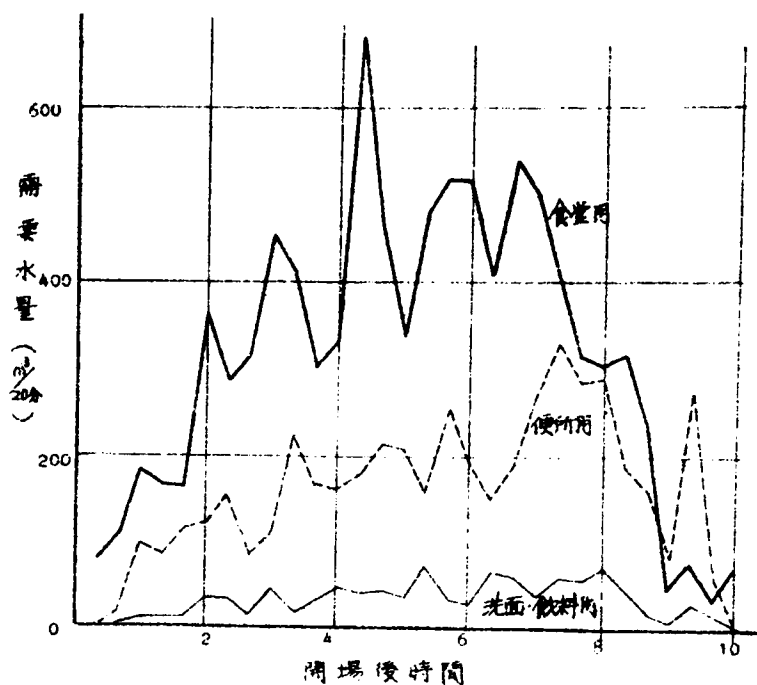


図9・10 地点1での用途別需要水量

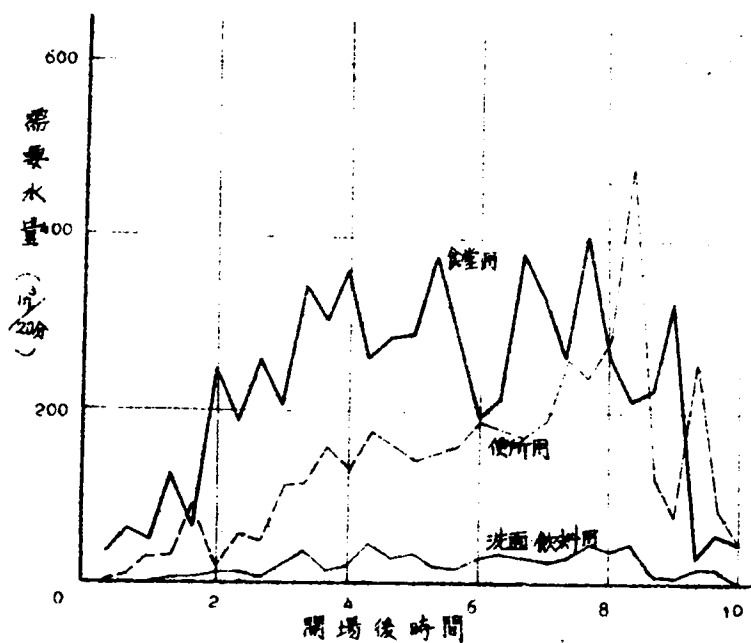


図9・11 地点6での用途別需要水量

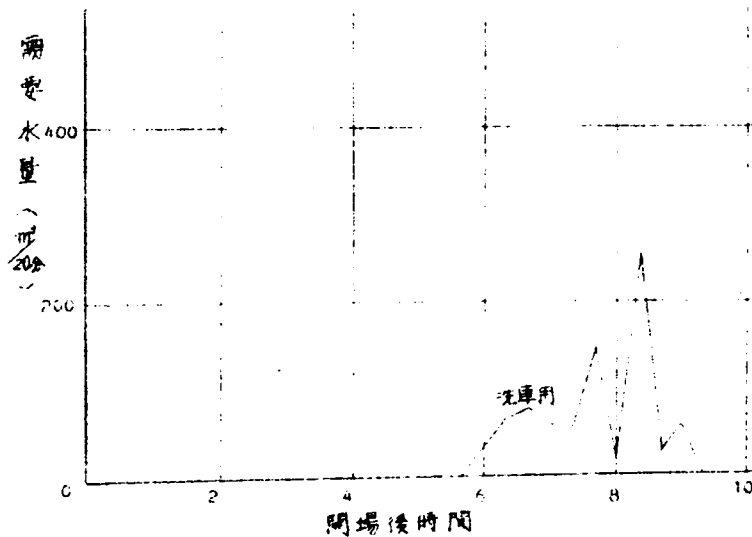


図9・12 地点11での用途別需要水量

9・3 即 浮遊フロクの比重測定法提案

第4章で検討したように、粒子の沈降速度は粒子の比重、径、粒子数などに支配される。ところで、本研究で対象とする凝集フロクは一般に不定形で、その径あるいは比重の定量は他種の粒子の場合のように簡単ではなく、未だ確立された測定法はない。筆者は沈降中の粒子群を顕微鏡を用いて写真撮影し、総括的にフロク径を定量化する方法を試みている。同時に同様の精度で総括的に浮遊中のフロク群の比重を測定する方法について検討を加えてきた。そこで、第4章との関連のものに以下、浮遊フロクの測定について考察し、一つの方法を提案したい。ただ、あくまで便宜的な近似測定法であり、厳密にいったの真の比重測定法とはいえないけれども、フロクの沈降を物理的かつ総括的に追跡するためにはかなりの精度を期待しうるものと考ええる。

9・3・1 理論的考察

多くの浮遊フロクを静止させると、互に干渉しながら沈降、堆積し、圧密段階へと移行してゆく。その時のフロクゾーンの上端界面は図9・13に示すように、最初(A点からB点まで)は直線的に落下し、次に曲線を描くものである。すなわち、B点まではフロクが水中を浮遊沈降しているものであり、B点以後は堆積、圧密されていると考えられる。

したがってB点での堆積フロクは下端ではすでにかなりの圧密が進行しているにもかかわらず

上端では全く圧密を受けていないフロック層が存在しているのである。

すなわちこの圧密を受けていないフロック層は浮遊フロックを一ヶ所に集めたものといえるのである。

だから、このフロック層の比重を測定することとは、ひいては水中に浮遊するフロックの比重を測定することといえよう。

まず図9・13に示すような沈降曲線を求め、B点を求めるとともに、フロックを含めた全溶液の比重を測定し、次に、微小量のフロックを抜き取り、元の体積になるまで水を抽った後、再度沈降曲線を求めB'点を求め、全溶液の比重を測定する。

すなわち、図9・14に示すように二本の沈降曲線から、圧密をうけない表層から抜き取った微小量のフロックの体積(ΔV)を近似的に求めることができる。

$$\Delta V = \Delta h \cdot A \quad (9 \cdot 1)$$

A = 沈降試験をする筒の断面積

さらに記号を用いて補足説明するために、各記号を次のように定める。

ρ_1 = 微小量フロックを抜き取る前の全溶液の比重。

ρ_2 = 微小量フロックを抜取った後の全溶液の比重。

ρ_0 = 水の比重。

ρ = 圧密を受けないフロック層の比重。

V = 全溶液の体積。

x = 水の全質量。

y = フロック全質量。

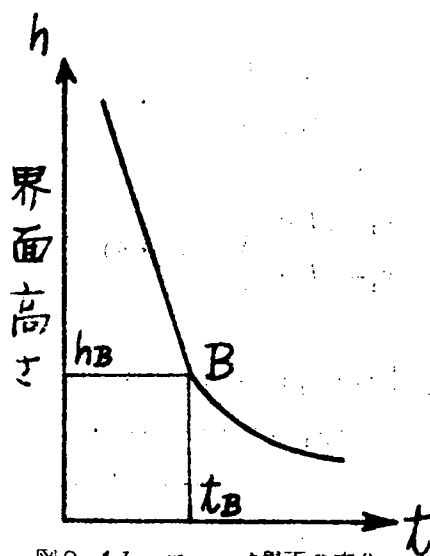


図9・13 フロック界面の変化

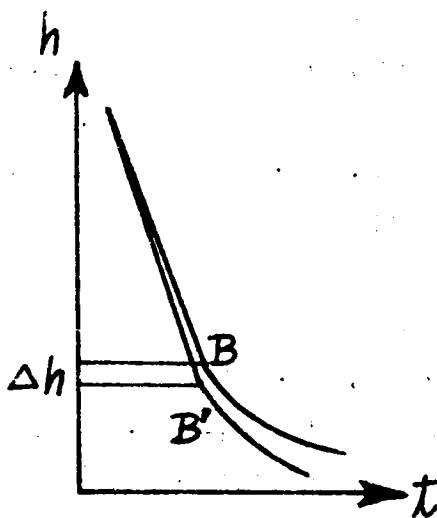


図9・14 フロック界面変化にみられる差異

微小量ブロックを抜取る前と後の状態は図9・15に示す通りであるので、次のようにいえよう。

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= (x_1 + y_1) / V \\ \rho_2 &= (x_2 + y_2) / V \end{aligned} \right\} \quad (9.2)$$

ところで

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= x_1 + \Delta V \rho_0 \\ y_2 &= y_1 - \Delta V \rho \end{aligned} \right\} \quad (9.3)$$

故に

$$\begin{aligned} \rho_2 &= \{ x_1 + y_1 + \Delta V (\rho_0 - \rho) \} / V \\ &= (x_1 + y_1) / V + (\rho_0 - \rho) \cdot \Delta V / V \\ \Delta V / V &= \rho_1 + (\rho_0 - \rho) \Delta V / V \end{aligned}$$

上式を变形して、

$$\rho = \rho_0 + \frac{V}{\Delta V} (\rho_1 - \rho_2) \quad (9.5)$$

抜取る前(1) 抜取った後(2)

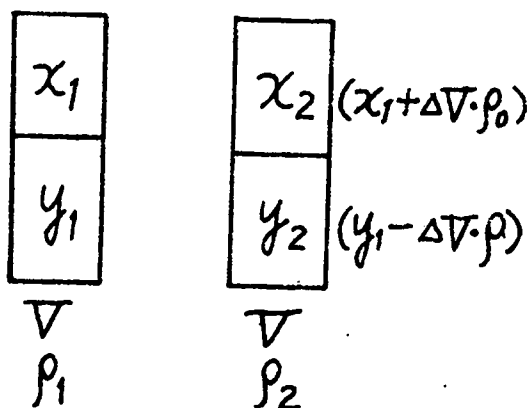


図9・15 サンプル液の構成

結局、圧密をうけないブロック層の比重、すなわち、浮遊中のブロックの比重 ρ は、上式によって求めることができるのである。

ところで、 ΔV の測定は前述のごとく、図9・14の2本の沈降曲線から求めるが、圧密の無視できる量はきわめて少量であるので、実測に当っては ΔV が圧密の影響をうけていることが多い。したがって、図9・14より求めた ΔV から圧密の影響を除くべく補正しなければならない。

補正のしかたとしてはいろいろ考えられるが、一応次のように考えてみた。

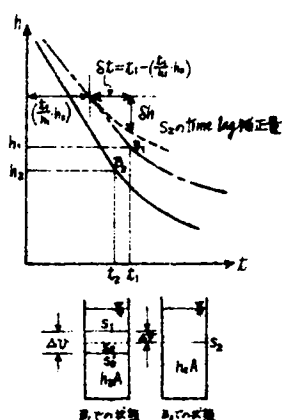
図9・16、図9・17より説明する。補正しない ΔV は次のように $\Delta V = (h_1 - h_2) \cdot A$ であるが、実際は図9・17に示すように面 S_2 は S_2' に圧密をうけている。

曲線1で S_2 が圧密を開始する時間は、 h_1 沉降するの t_1 要した所から h_2 の場合、

$$t = (t_1 / h_1) \cdot h_2 \quad (9.6)$$

から圧密を開始することがわかる。

そして、その圧密の状態は、面 S_1 と S_2 間のフロッ



クの重量を無視すれば曲線2の曲線部のカーブを描くであろうことは容易に推定できる。これを図9・16に点線で示し、時間 t_1 での δh を S_2 のtime lagによる補正量とした。

次に、さらに、 Δv の自重による圧密の増大が考えられるのでこれも補正しなければならない。

図9・18に示すように曲線1と2の曲線部のみをプロットしてみると差が生じるが、これは Δv の自重による影響と考えられるので、その差 $\delta h'$ の $1/2$ を Δv の自重補正量とする。

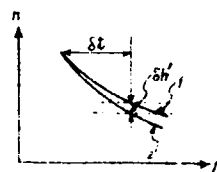


図9・16 界面変化曲線の補正

図9・17 抜取りによるサンプル液構成の変化

図9・18 抜取りによる界面曲線のずれ

ただしこの $\delta h'$ の $1/2$ をとる理由は、面 S_2 上にのる荷重が $t = \frac{t_1}{h_1} h_2$ では0で、その後、刻々増加して、 $t = t_1$ で Δv がのるのであるから、平均荷重として Δv の $1/2$ をとり、その補正量も近似的に $\delta h'$ の $1/2$ をとった。

しかし、実際の補正に当っては、time lagの補正量に比べて、この自重による補正量は小さく、無視できる場合も多いので、より簡単に補正を行いうる場合もある。

以上のように、 ΔV の補正值 Δv は次のように求めることができる。

$$\Delta v = \Delta V + (\delta h + \delta h' / 2) \cdot A \quad (9.7)$$

以上の結果求めんとする浮遊ブロックの比重は次式から求めることができる。

$$\rho = \rho_0 + \frac{V}{\Delta v} (\rho_1 - \rho_2) \quad (9.8)$$

ただし

$$\begin{aligned} \Delta v &= \Delta V + (\delta h + \delta h' / 2) \cdot A \\ &= (h_1 - h_2 + \delta h + \delta h' / 2) A \end{aligned}$$

9・3・2 測定例

測定手順はつぎのようにまとめられる。

- 1) 測定しようとするブロックをできるだけ静かに二本のシリンダーに集収する。
(ブロックボリュームパーセントで約20～70%)
この二本のボリュームパーセントに若干差をつける。(Vの測定)
- 2) ゆるやかに上下攪拌後、図9・14の界面沈降曲線を求める。(Δvの決定)
- 3) しかる後、十分強く攪拌して溶液にし、その比重を測定する。(ρ₁, ρ₂の測定)
- 4) 以上とは別に、上澄液の比重を測定しておく。(ρ₀の測定)
- 5) 上式に各値を代入してρを計算する。

精度を増すために、微小量ずつフロック量の異なる三本の沈降曲線(1, 2, 3)を求め、1と2, 2と3から各々 ρ を求め、その平均値を求めた例を次に示す。

250ccシリンダーを用いて図9・19に示すような沈降曲線を求め、図上に点線で、time lag 補正曲線を求めた。さらに自重補正線をも同時に求めた。まず曲線1と2より

$$\begin{aligned} 1-2 \Delta v &= (h_1 - h_2 + \delta h + \delta h' / 2) A \\ &= (188 - 144 + 23 + 3) \times 1 \\ &= 70 \end{aligned}$$

曲線2と3より

$$\begin{aligned} 2-3 \Delta v &= (h_2 - h_3 + \delta h + \frac{\delta h'}{2}) \cdot A \\ &= (144 - 120 + 25 - 6.5) \times 1 \\ &= 42.5 \end{aligned}$$

次に、ピクノメーターと0.1 μ mまで測定可能な自動天ひんにより、各比重を測定した。

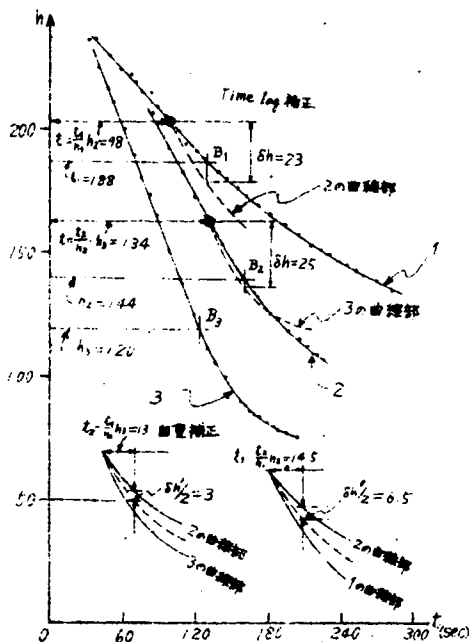


図9・19 実測例

表 9・2

	ρ_0	ρ_1	ρ_2	ρ_3
測定 1	0.99596	1.00175	1.00048	0.99949
" 2	0.99581	1.00177	1.00032	0.99956
" 3	0.99606	1.00235	1.00000	0.99899
" 4	0.99597	1.00206	—	0.99898
平均値	0.99597	1.00189	1.00027	0.99926

ただし、 ρ_0 は水の比重、 ρ_i は沈降曲線*i*の時の全溶液の比重

以上の結果曲線1と2より求めた ρ は次のごとくなる。

$$1-2 \rho = \rho_0 + \frac{V}{\Delta v} (\rho_1 - \rho_2) = 0.99597 + \frac{250}{70} (1.00189 - 1.00027) = 1.0017$$

曲線 2 と 3 より

$$2-3\rho=\rho_0+\frac{V}{\Delta v}(\rho_2-\rho_3)=0.99597+\frac{250}{4.25}(1.00027-0.99926)=1.0019$$

所で両者の差は $1.0019-1.0017=0.0002$ で、その相対誤差は約 0.02% であるので、十分なる精度と考え ρ を 1.002 と決定した。

なお、上述の浮遊フロックの比重測定法はあくまで見かけ比重の近似測定法であるので厳密な意見での真の比重を求めることはできない。

しかし、例にも示したように、小数点以下三桁程度の近似値を得ることができると考えられるので、いろいろの方面に実用しようと考えている。

即ち、軽いフロック、重いフロックと抽象的な表現でなく、近似比重を比較検討できることは、十分有意義と考えている。

ただし、この測定法の誤差範囲をさらに明確にする必要が痛感されるけれども、それは今後十分吟味検討して明らかにしたい。

9・3節 流入負荷変動のある施設の経済的設計

水処理施設では、下水処理における生物処理あるいは上水処理における沈殿処理など、その浄化能は負荷変動に対し必ずしもそれほど敏感ではなく、少々の原水負荷変動では大きな影響をうけない。いわゆる弾力的に処理される。近年急激に増加しつつある団地の排水施設では第Ⅱ編 2 章に分析したように水量負荷のみをとってみても平均水量と時間最大水量に 2 倍量近く差があることが少なくない。しかも排水では水質も同様に变化するといわれているので大きな負荷変動をうける。

また一般都市の家庭汚水についても都市によっては、ほぼそれに近い変動をうける例も少なくない。そこでここでは、負荷変動に弾力的に対処しうる種々の処理方式をとり上げ、Ⅱ編 6・4 節での考察およびⅠ編第 8 章に述べた経済性の判定法を考慮しながら比較検討し、負荷変動のある処理施設ではいかなる方式で、いかなる規模の施設を設ければ合理的かを総括的に検討してみる。

まず、水処理施設における流入負荷変動およびその弾力的処理状況を把握する必要があるが、処理プロセスを追った水質実測資料は下水処理分野に多い。浄水プロセスの場合途中薬品添加が行われることもあって最終処理水質のみを重視したアンバランスな水質資料が多い。たとえば沈殿池流入濁度実測値など必ずしも十分に調査されているとはいえないようである。そこで、一例として流入負荷変動が大きく、かつ水質資料のあるわが国団地汚水処理の現況に注目してみる。

団地汚水処理場の流入水量水質実績〔2・5〕〔9・2〕は図 9・20 に示すごとく時間とともに

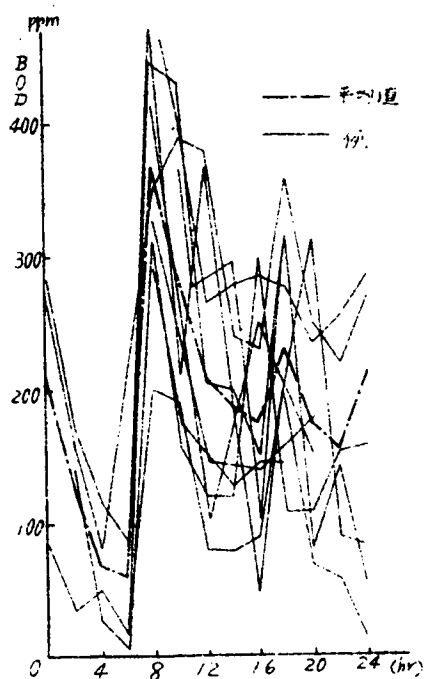


図9・20-(1) 流入水BOD

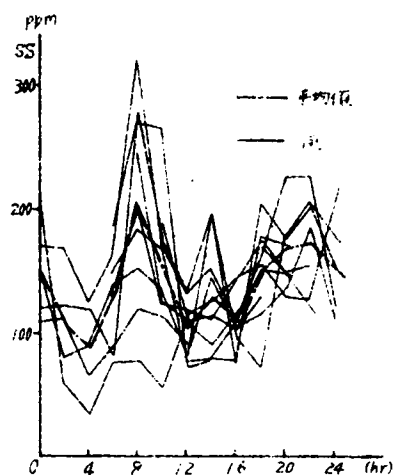


図9・20-(2) 流入水SS

に大きく変動する。従来の一級活性汚泥法施設ではこれが図9・21, 図9・22に示すごとく処理されている。なお図中、各曲線の平均値をも併記する。

さて、沈殿など物理的処理と生物学的処理の効果を統括的に表示するために、水質表示をきわめて便宜的にBODとSSの平均値で表現してみる。この水質変化の様子と水量変化から図9・23

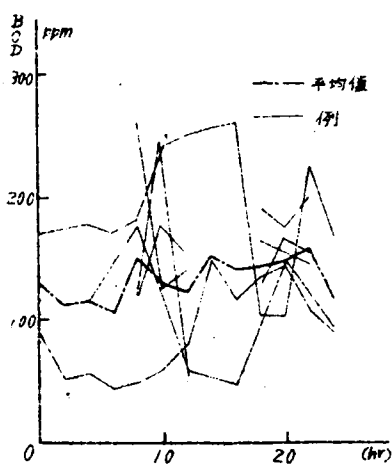


図9・21-(1) バッ気槽流入BOD

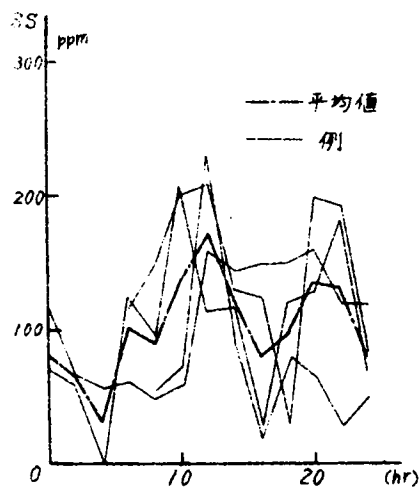


図9・21-(2) バッ気槽流入SS

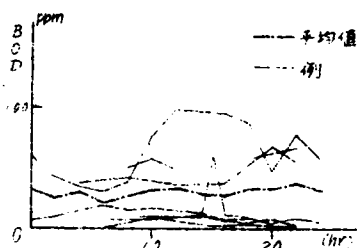


図 9・22 - (1) 処理水 BOD

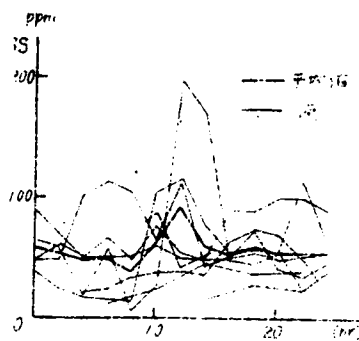


図 9・22 - (2) 処理水 SS

図 9・23 に示す処理実績はあくまで、今日の標準的施設によるものであり、この同一流入水に対し設計基準をいろいろに変化して施設を設けた場合、あるいは貯留施設を設けて変動量を種々の値に圧縮した場合、その処理能 P 、施設費 C はいかに変化するかを追求することによって各場合の任意の規模における経済性を把握し、これより経済的な意味での合理的な施設設計基準を明らかにしてゆくことができる。いま、流入原水に対し、 M 種の処理方式が考えられ、そのそれぞれが I_m 個の単位施設からなるとき概念的には図 9・24

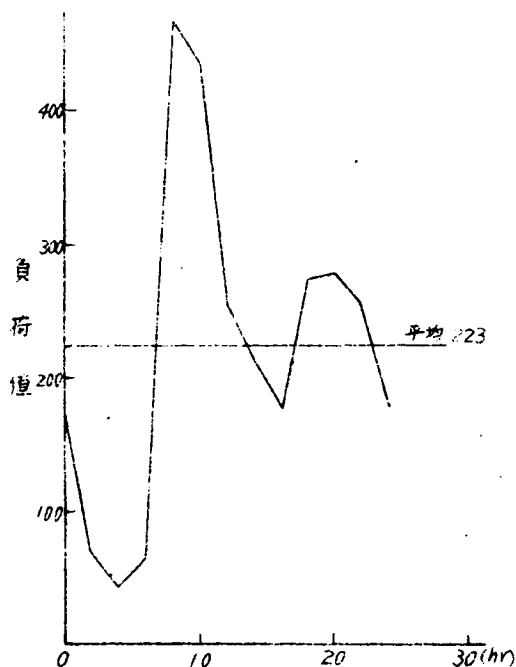


図 9・23 流入負荷変動

に示すとき直、並列合成システムを比較のための共通の場とすることができる。

経済性評価の基準となる P のとり方は図 7・24 のシステムが概念的なもので、実績が得られないところからその決定に多くの問題を残すが、近似的には各 P_m の平均値を採用し、I 編第 8 章に示した方法で各システムの経済的評価を行なってゆけばよい。

ここで最大の問題は図 9・20 から図 9・22 に示される処理過程あるいは弾力的処理能を、II

編第6章式(6・44)にも関連していかに表現するかである。現段階で考慮しうる一つの方法として最も総括的に処理能力を処理時間の長短のみに関連づける場合、以下に示すような水質追跡も可能であろう。ただ、厳密には多くの問題を残すことはいうまでもないが、ここでは編第6章に取り上げた水源水質の日変動に対応する精度を期待するにとどまるので、以下の総括的な取り扱いでもかなりの対応性を期待しうるものとする。また、弾力的処理能力についても総括的に取り扱い、その効果を単に処理時間長さの補正と処理後流出時刻の補正のみによって係数表示することにする。

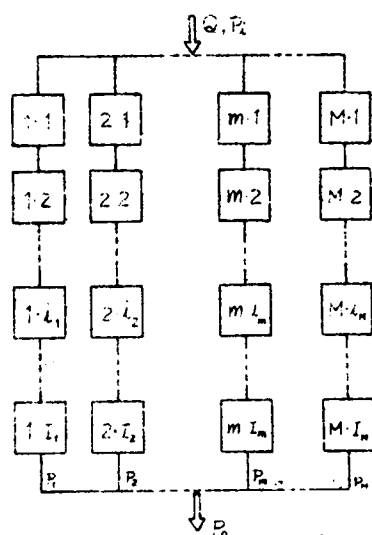


図9・24 一般合成システム

負荷変動のある場合の処理能力を次のように指論する。いま図9・25に示すごとく流入水質、水量変動を時間 Δt 間隔に分割して考え、流入水について $t = t_i$ における水質を $P_i(t_i)$ 、水量を $Q_i(t_i)$ と表わす。今日の標準的設計法による平均的施設容量を V_m として、概算せんとする施設の容量規模を kV_m と表わせはこの流入水量 $Q_i(t_i)$ の滞留時間 T_i は次式により求まる。

$$T_i = kV_m / Q_i(t_i) \quad (9 \cdot 9)$$

したがって $t = t_i$ に流入したこの原水は一応

$$t_{o,i} = t_i + T_i = t_i + kV_m / Q_i(t_i) \quad (9 \cdot 10)$$

に処理水として流水するものと考えられるが流入水量変動がある場合は図9・26のごとく流入順位と流出順位が逆転することもあり、この順位性を明確にすることが大切である。そこで、流出水の水量、水質を便宜的に次のごとく平均化し Δt 時間ごとに順位性をつけて考慮する。図9・26に示すごとく $t = t_{i,s}$ ($s=1, 2, \dots$) の流入水に対し、式(9・

10) より $t = t_{o,s}$ を求め、この $t_{o,s}$ を $t = t_{i,s}$ の

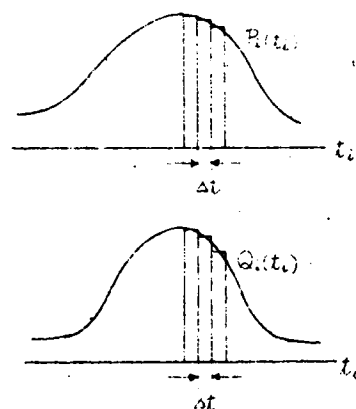


図9・25 流入水量・水質

流入水の流出終了時点とし、この $t_{i.s}$ から $t_{o.s}$ の間 $Q_{i.s}(t_{i.s})$ は流量変動の影響により均等に流出するものと考え、このときの流出水質については各 $Q_{i.s}(t_{i.s})$ の流入後の経過時間とI編第8章に示す除去率より図9・27の下図に示すごとく、各流入水について単独に算定できる。すべての流入水について同様に求め $t = t$ の Δt 間に集積される。各流入時間 $t_{i.s}(s=1, 2, \dots)$ からの $\Delta Q_{o.s}(t)$, $P_{o.s}(t)$ より次のごとく流出水の水質、水量 $Q_o(t)$, $P_o(t)$ を求めることができる。

$$Q_o(t) = \sum_{s=1}^S \Delta Q_{o.s}(t) \quad (9 \cdot 11)$$

$$P_o(t) = k \sum_{s=1}^S \Delta Q_{o.s}(t) \times P_{o.s}(t) /$$

$$\sum_{s=1}^S Q_{o.s}(t)$$

ここで、

$$P_{o.s}(t) = P_{i.s}(t_{i.s}) \cdot \lambda(T_d) / 100$$

$$(9 \cdot 12)$$

$\lambda(T_d)$ は流入後 T_d 時間における除去率で、

I編第8章より求めうる。かつ、 $T_d = t_{o.s} - t_{i.s}$

なお、 k は弾力的処理能力を総括的に考慮して、上記近似取扱いによる算定値と実績データとの差を補正するための補正係数。

流入水量水質の変化するときの上述の処理水推定法の精度を、図9・20, 図9・21, 図9・22に示すデータにて検討したところ表9・3のごとき補正を考慮すれば、負荷変動のある場合の処理水を

十分推定し 表9・3・式(9・12)補正法

ることが
明らかとな
りこれを図
9・28に
示す。

補正額 処理法	k	time lag
活性汚泥法 一括処理	2.8	2時間
沈殿処理	1.3	2 "
バク気処理	0.75	0 "

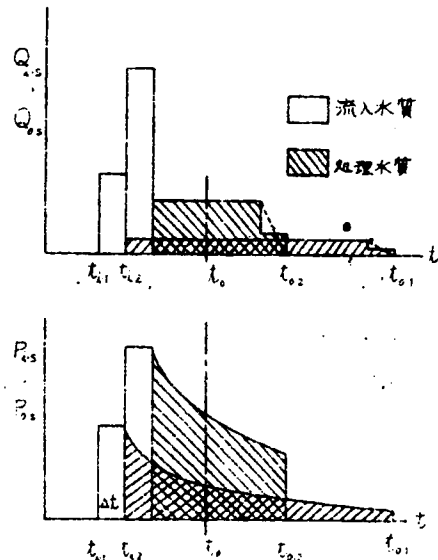


図9・27 処理過程の想定

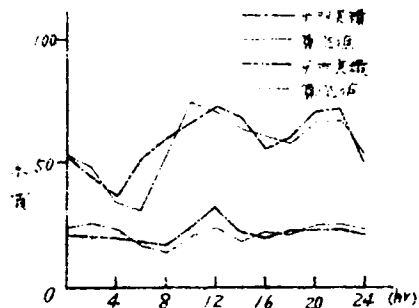


図9・28 バク気槽流入水質、
処理水質算定値

以上に求めた負荷変動のある場合の活性汚泥法による処理能力推定法が近似的に成立するものと考えうる精度範囲では、これを用いて種々の検討を行なうことができる。いま、図 9・23 の原水負荷変動に対し、

- (1) 設計基準値を変えて処理施設規模を全般的に k 倍して処理する場合、
- (2) 貯留効果をも考慮して最初沈殿施設のみ規模を k 倍のものにして処理する場合、(バク気施設は標準施設とする)
- (3) 処理施設とは別個に標準施設沈殿池の k 倍規模の貯留施設を設け流入負荷変動量を圧縮して処理する場合、

ここでいう貯留施設とは構造的には沈殿池とほぼ同一のもので、機能的には負荷最大時水量を規模に応じ、貯留し、負荷最小時にこれを放出し、負荷変動量を圧縮する施設を指す。その間、沈殿による除去効果のみ考慮し、図 9・29 のごとく変動は圧縮され、運転は不連続となる。

上記(1)(2)(3)、3通りの処理を行う場合、処理水質はいかに変化するかを求める。一例として図 9・30 に示すとき結果をえた。各場合の平均処理水質を求め、これより施設規模、あるいは方式を変化すれば処理能力はいかに変化するかを求めたのが図 9・31、図 9・

32、図 9・33 である。さてここで、本節の主要目的である経済性の評価が可能になる。以上のように施設規模あるいは方式を変化するとき、必要となる施設建設費の変化はすでに I 編第 8 章

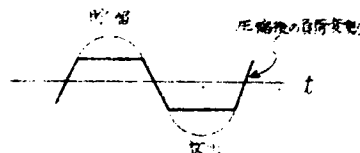


図 9・29 負荷圧縮の一例

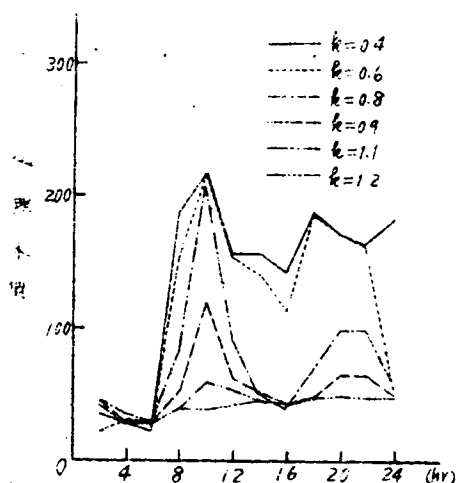


図 9・30 処理水質の変化想定

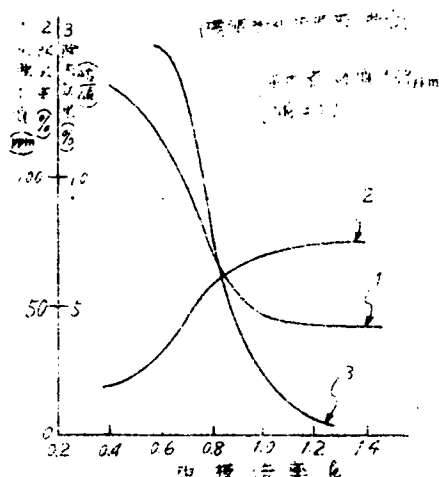


図 9・31 標準活性汚泥法における施設規模と処理能力の関係

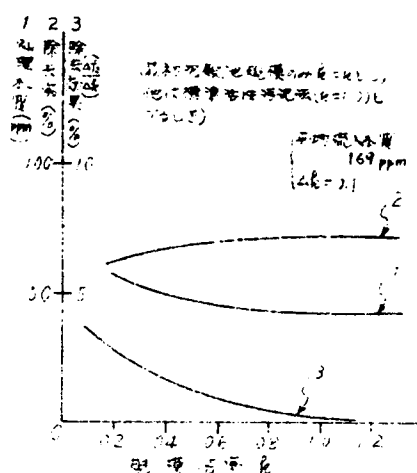


図 9・32 標準活性汚泥法における最初沈殿池規模と処理能力の関係

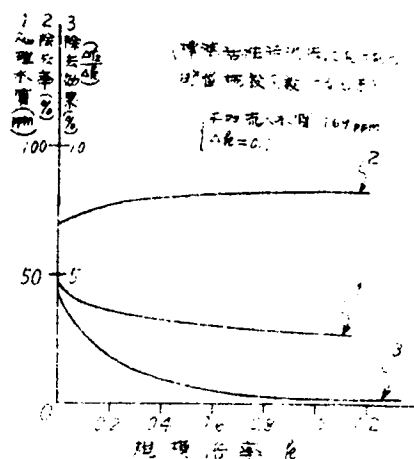


図 9・33 標準活性汚泥法における貯留施設規模と処理能力の関係

に示した通りである。これより各場合の $\left(\frac{dC}{dV}\right) / \left(\frac{dP}{dV}\right)$ を求め、これより図 9・34 を得る。

これによって各場合の経済性を明示することかできるので図より次のように結論をえることができよう。

a) 負荷変動に対処するために施設の設計基準のとり方を従来法以上に大きくとることはあまり効果的ではない。
(標準活性汚泥法で負荷変動に対処するためには、日平均量を設計基準値とするのが経済的であろう。)

b) 沈殿池のみを大きくする ($k > 1.0$)
ことは標準施設よりは経済的に有効である。

c) 今日の標準的な最初沈殿池規模 ($k > 1.0$) の貯留施設を処理場とは

別に設けてもあまり効果がない。それ以下の規模のものならかえって不経済で貯留施設を設ける

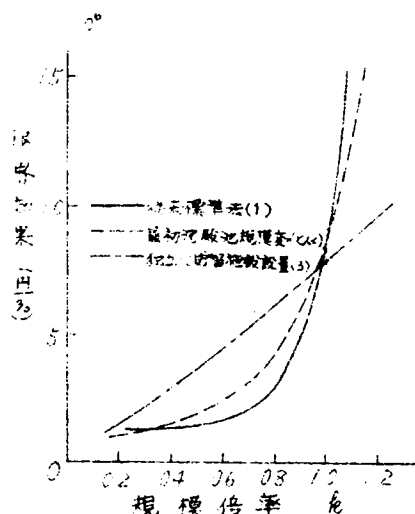


図 9・34 施設規模と処理効果の関係

以上は既存の最初沈殿池以上の規模のものを作る方が効果的である。

d) 一定の経済効果を示す各方式の規模から判断すれば、従来施設以上に資金を投入しうる場合は貯留池を設ける方式がよく、従来以上に資金を節約して負荷変動に対処したい場合は従来法の一般活性汚泥法で設計基準をきびしくした規模のやや小さいものが効果的である。

以上、データおよび検討法の精度を考慮して、大略結論しうることを記したが、今後これらの精度を高めることができれば、さらに詳細に負荷変動に対する施設設計法を明らかにすることができる。

附 録 参 考 文 献

第 8 章

〔8・1〕，高松武一郎，橋本伊織，

〔8・2〕，Hirshleifer, Dehaven and Milliman, Water Supply, Economics, Technology and Policy, University of Chicago Press.

〔8・3〕，P.A. Samuelson, Foundations of Economic Analysis, Cambridge Harvard University Press, 1966.

〔8・4〕，松田正一，ほか，ORのための基礎数学，丸善。

第 9 章

〔9・1〕，末石富太郎ほか，日本万国博覧会会場内上水道に関する調査研究，昭42.3.

〔9・2〕，日本水道協会，公共下水道統計，21号。